

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING., DR.-ING. E.H. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

31. JAHRGANG / NOVEMBER 1956 / HEFT 11



M·A·N

STAHLHOCHBAU

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG, WERK GUSTAVSBURG

35 Jahre



Maschinen und Geräte für die Bau-Industrie

TORKRET-Betonspritzmaschinen
TORKRET-Druckluft-Betonförderer
TORKRET-Betonpumpen
TORKRET-Injektoren

ESSEN, Zweigertstr. 36-38

Industrie-Haus Ruf: 79 09 09

Drahtwort: TORKRETBAU

FS: 0857 700 bamag essen

(Bitte zusetzen: für TORKRET)

TORKRET-Spezial-Baubetriebe

Essen	Berlin NW87	München 9	Reichenhall	Stuttgart 13
Zweigertstr. 36-38	Reuchlinstr. 10-17	St. Martin-	Nikolaiweg 1	Altbuchweg 4
Industrie-Haus	Ruf: 39 28 58	straße 76	Ruf: 25 74	Ruf: 4 49 25
Ruf: 79 09 09		Ruf: 44 3961		



**Warten Sie nicht
bis morgen**

Wenn Sie jetzt einen BDV-Bausparvertrag abschließen, gewährt Ihnen der Staat noch rückwirkend für dieses Jahr eine beachtliche Steuerermäßigung oder die Wohnungsbau-Prämie bis zu 400 DM.

BDV-Bausparen das schafft jeder. Verlangen Sie gleich mit einer Postkarte unsere kostenlosen Beratungsschriften.

Wir finanzieren Neubau, Kauf, Umbau, Wiederaufbau, Instandsetzung — auch mit gewerbl. Anteil — sowie die Ablösung von Hypotheken.



BAUSPARKASSE
der deutschen Volksbanken AG.
SCHWÄBISCH HALL

Beratung durch alle Volksbanken, viele Spar- und Darlehenskassen sowie Raiffeisenkassen und durch die Mitarbeiter unseres Außendienstes.

Konstruktive Geometrie für Techniker. Von Dr. Fritz Hohenberg, o. ö. Professor an der Technischen Hochschule in Graz. Mit 432 Textabbildungen. IX, 272 Gr.-8°. 1956.

Steif geheftet DM 19,50; Ganzleinen DM 22,—

Inhaltsverzeichnis:

A. Normalrisse, Schrägrisse und Zentralrisse.

I. Grund- und Aufriß, Kreuzriß und Seitenrisse. II. Geraden und Ebenen. III. Kreise und Kugeln. IV. Kegelschnitte. V. Normale Axonometrie. VI. Schrägrisse, Schatten und schiefe Axonometrie. VII. Perspektive. VIII. Rekonstruktionen. IX. Kritik der Perspektive.

B. Technisch wichtige Kurven und Flächen.

X. Flächen zweiter Ordnung. XI. Differentialgeometrische Konstruktionen. XII. Drehflächen. XIII. Schraubflächen. XIV. Andere Bewegungsflächen. XV. Kotierte Projektion.

C. Geometrie der Getriebe und Verzahnungen.

XVI. Kinematische Geometrie in der Ebene. XVII. Verzahnung von Stirnrädern. XVIII. Geometrie der Bewegungen im Raum.

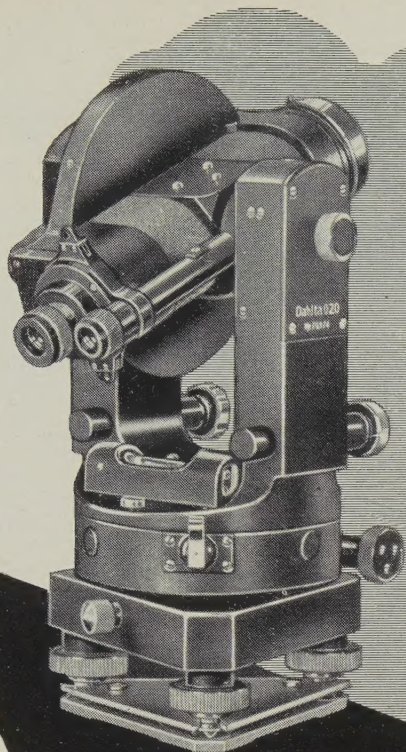
Namen- und Sachverzeichnis.

Das Buch ist eine Zusammenfassung der Vorlesungen „Darstellende Geometrie für Bauingenieure und Architekten“ und „Darstellende Geometrie für Maschinenbauer und Elektrotechniker“, die der Verfasser an der Technischen Hochschule in Graz hält. Es bietet die geometrischen Grundlagen des technischen Zeichnens.

Mit einem geringen theoretischen Rüstzeug soll dem Techniker ein Optimum an praktischem Wissen und Können vermittelt werden. Auswahl und Darbietung des Stoffes richten sich nach technischen Bedürfnissen und Interessen. Zahlreiche moderne technische Anwendungen bauen dem Leser die Brücke von der Theorie zur Praxis und erhöhen den Wirkungsgrad des Studiums. So soll das Buch einen organischen Beitrag zum Werdegang des Ingenieurs oder Architekten geben. Der Aufbau des Buches ist elastisch genug, daß sich aus ihm einzelne Lehrgänge herausheben lassen, die verschiedenen technischen Studienrichtungen angepaßt sind. Das Buch wendet sich aber auch an den Mathematiker, vor allem an den Geometer, der sich für die technische Bedeutung und für die Anwendungen seiner Wissenschaft interessiert.

In Teil A werden Grund- und Aufriß, Axonometrie, Perspektive und Rekonstruktionen behandelt. Teil B bringt die Darstellung und konstruktive Behandlung von Drehflächen, Schraubflächen und anderen Flächen von technischer Bedeutung sowie ein Kapitel über empirische Kurven und Flächen in kotierter Projektion. Teil C ist eine Einführung in die Geometrie der ebenen und räumlichen Getriebe und Verzahnungen.

SPRINGER-VERLAG WIEN I



DAHLTA 020

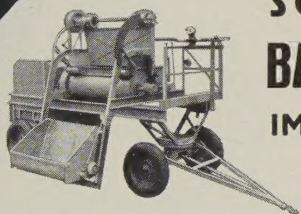
aus JENA

REDUKTIONS- TACHYMETER

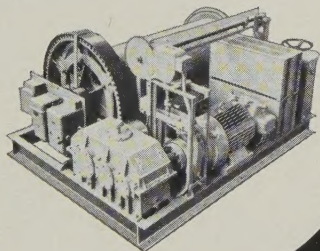
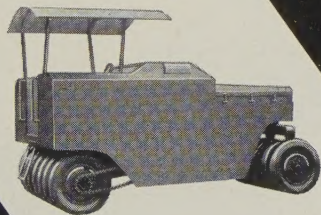
ein Universalinstrument für Topographie
und Ingenieur-Tachymetrie
mit senkrechter Latte

Auskunft unter 10/F „DaTo“ erteilt

JENOPTIK JENA G.m.b.H., Jena



**SONTHOFENER
BAUMASCHINEN**
IMMER ZUVERLÄSSIG



Wir stellen her:
Betonmischer
Straßenbaumaschinen
Gummivielradwalzen
Zerkleinerungsanlagen
Winden und Aufzüge

B
U
S
B
A
C
H

WAYSS & FREYTAG

A. G.

HOCH- UND TIEFBAU
SPANNBETON



FRANKFURT A. M.

Neue Mainzer Str. 59

NIEDERLASSUNGEN

Augsburg - Berlin - Bremen - Düsseldorf - Essen
Frankfurt a. M. - Hamburg - Hannover - Karlsruhe
Kassel - Kiel - Köln - Mannheim - München
Neustadt/Weinstr. - Nürnberg - Stuttgart - Trier

BAYERISCHE BERG - HÜTTEN - U. SALZWERKE A.G.

HÜTTENWERK SONTHOFEN ALLGÄU

TELEFON: 2401 U. 2402 · FERNSCHREIBER: NR. 054873



1856

100 Jahre

1956

STAHLBAU HUMBOLDT

STAHLBAUTEN
aller Art

Flugzeughallen

H o c h b a u

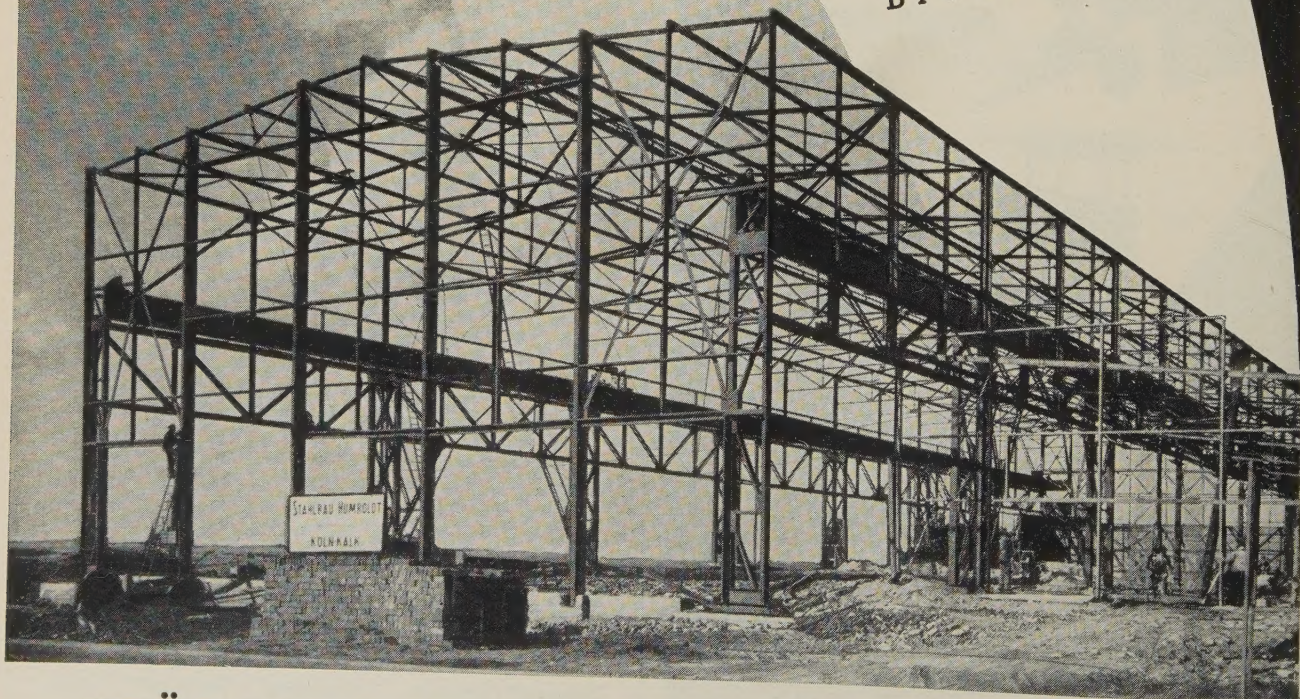
Skelettbau

Behälterbau

Industriebau

Zechenbau

Brückenbau



KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG • KÖLN

Der Durchstich eines Eisenbahndammes bei Aufrechterhaltung des Zugverkehrs ist grundsätzlich nichts Neues. Die Herstellung des hier beschriebenen Unterführungsbauwerkes stellt aber schon in Anbetracht der außergewöhnlich großen Verkehrsdichte auf der Strecke des Eisenbahndammes, der zu durchstechen war, eine Besonderheit dar. Von der insgesamt fünfgleisigen Dammstrecke (Abb. 2) nehmen vier Gleise die gesamten Fernzüge des Personen- und Güterverkehrs aus und in Richtung Süden und Westen sowie den dichten dampfbetriebenen Vorortverkehr zwischen Hamburg und Wilhelmsburg bis Harburg auf. Das fünfte Gleis gehört der Hamburger Hafenbahn und dient dem Hafengüterverkehr zwischen dem Haupthafenbahnhof „Hamburg-Süd“ und dem Hafenbahnhof „Kai-rechts“. Mit einem Verkehr auf diesen fünf Gleisen zwischen 600 und

Abb. 6). Als weitere Sicherung gegen möglicherweise entstehende Bewegungen im Dammkörper infolge regelmäßiger Setzungen des Dammes (vgl. Stärke der Schotterbetting in Abb. 3 a) und relativ starker Durchbiegung der Hilfsbrücken durch darüberrollende Züge wurden doppelt wirkende Stützjoche eingebaut (Abb. 6). Diese verhindern sowohl eine schädliche Durchbiegung in Trägermitte als auch (durch ihre gute Abstützung gegen die Böschungswänden) eine Bewegung des Dammkörpers nach der Baugrube hin überhaupt. Besondere in den Dammkörper ge-

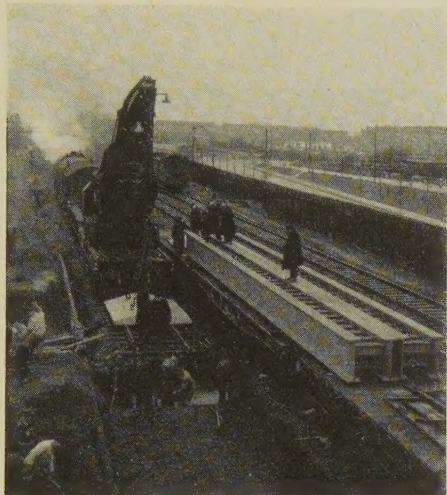


Abb. 4. Ausschnitt zum Einbau der Hilfsbrücken.

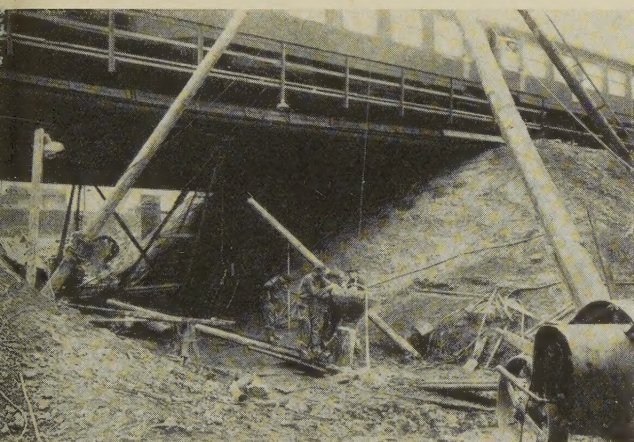


Abb. 5. Betonieren der Bohrpfähle.

schlagene Meßpflocke dienten der ständigen sorgfältigen Kontrolle etwaiger Bewegungen.

In den so gesicherten beiden Dammschlitten ist die Widerlagergründung mit rd. 340 armierten Bohrpfählen hergestellt worden. Rammpfähle konnten wegen der geringen unter den Hilfsbrücken zur Verfügung stehenden Arbeitshöhe nicht gewählt werden. Während zwei Versuchsbohrpfähle außerhalb der Baugrube durch einen Sandkasten von 160 t Auflast ihre Probelastung erhielten, wurden als besondere Vorsichtsmaßnahme noch 25 tragende Einzelpfähle bzw. Pfahljoche der Widerlager auf ihre Tragfähigkeit geprüft. Die Belastung dieser der Gleisachse jeweils nächst gelegenen Pfähle wurde so durchgeführt, daß ein auf die Pfahlköpfe gebrachter hydraulischer Stempel gegen das Gewicht der Hilfsbrücke plus einer über dem abzusprengenden Pfahl aufgestellten Lok der Baureihe 78 (zusammen 140 t) drückte.

Die Widerlager konnten ohne Schwierigkeiten hochgebracht werden (Abb. 8). Hingegen erforderten der Ausbau der Hilfsbrücken sowie der Einbau der fünf Stahlüberbauten (Drillings-Zweigelenkrahmen) besondere Überlegungen und Vorkehrungen, die das deutlichste Merk-

mal der Bauabhängigkeit vom Eisenbahnbetrieb dargestellt haben dürften. Der Zugverkehr gestattete den gleisweisen Ausbau der Hilfsbrücken bzw. Einbau der Hauptbrücken

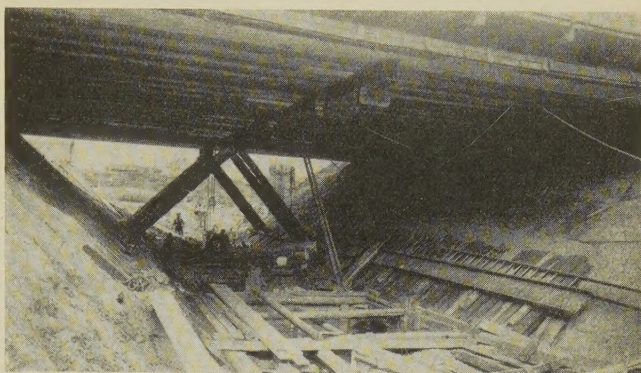


Abb. 6. Einbau von Sprengwerken als Mittelunterstützung der Hilfsbrücken und Sicherung gegen Grundbruch.

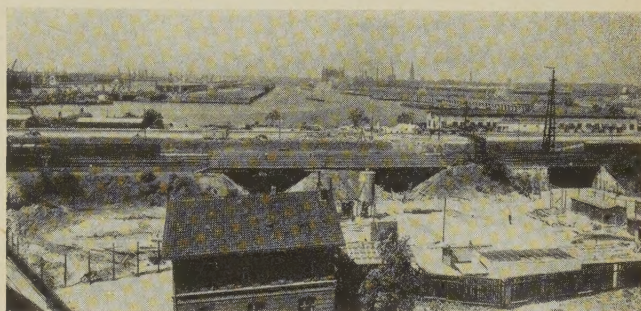


Abb. 7. Gesamtansicht der Baustelle. (Bildmitte die beiden Dammschlitten für die Widerlager. Rechts im Bild die vorhandene Unterführung „Tunnelstraße“.)

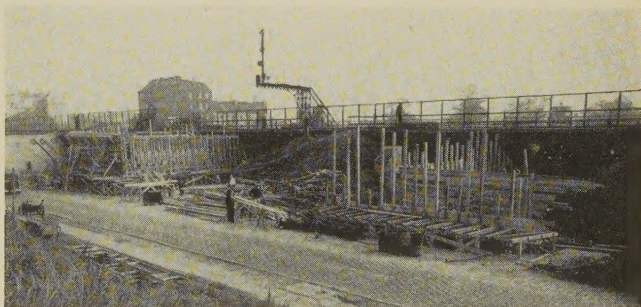


Abb. 8. Einschalung und Betonierung der Widerlager.

nur in kurzen Sperrpausen vom falsch befahrenen Nachbargleis aus, so daß für eine bis in die letzten Einzelheiten gehende Bau- und Betriebsanweisung ebenso ein Höchstmaß an Voraussicht und Exaktheit gefordert werden mußte wie für die Arbeit jedes einzelnen Mannes mit der Stopfhacke im Gleis. Die gleiche Sorgfalt erforderten auch die im Zusammenhang damit stehenden Überlegungen für die jeweiligen Arbeitszugbildungen und Kranwagenbauanweisungen, von deren Präzision Abb. 9 eine Vorstellung vermitteln mag.

Eine weitere Sondermaßnahme wurde dadurch erforderlich, daß die sonst gewöhnlich im Widerlager eingebauten Auflagerkörper der Stahlrahmen hier zum Zwecke eines besseren Sitzes der Lager und Gelenke zueinander schon vor dem Einbau der Stahlüberbauten an deren Vertikalstielen mit Flacheisen provisorisch angeheftet waren. Das Ansetzen dieser starr mit dem Drillingsrahmen verbundenen und also an zwei Kranhaken schwebenden Lagerfüße gestaltete sich besonders schwierig. Deshalb wurde, um etwaigen unvorhergesehenen Zwischenfällen beim Einbau während der kurzen Sperrpausen rechtzeitig begegnen zu können und vorzeitige Erfahrungen zu sammeln, das Auf-

setzen, Verkeilen und Untergießen der Lagerfüße der Stahlrahmen zunächst mit zwei einzelnen Lagerkörpern probeweise geübt (Abb. 10). Auch diese Sicherheitsmaßnahme ist bei einem gewöhnlichen Brückenbau, für dessen Einzelarbeiten theoretisch unbegrenzt viel Zeit zur Verfügung steht, nicht erforderlich. Hier aber hat sie sich bei endgültigen Einbau der Stahlüberbauten als zweckmäßig erwiesen.

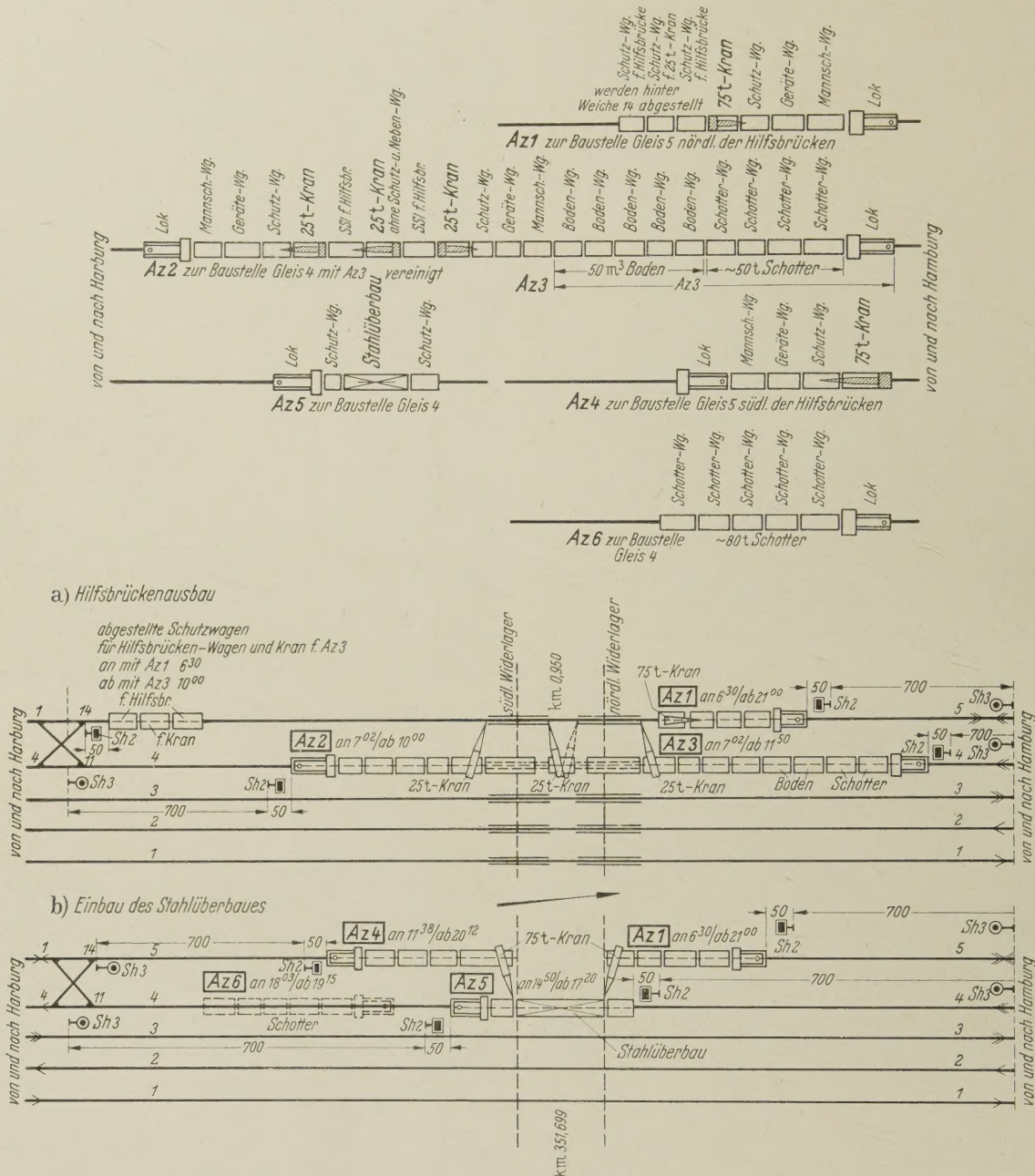


Abb. 9. Kranwagen-Bauanweisung und Lageplan für die Arbeitszugbildung.

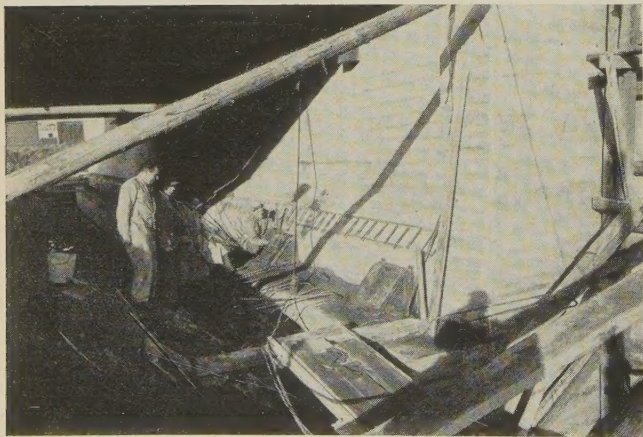


Abb. 10. Probeweises Ansetzen der Lagerfüße eines Stahlüberbaues.

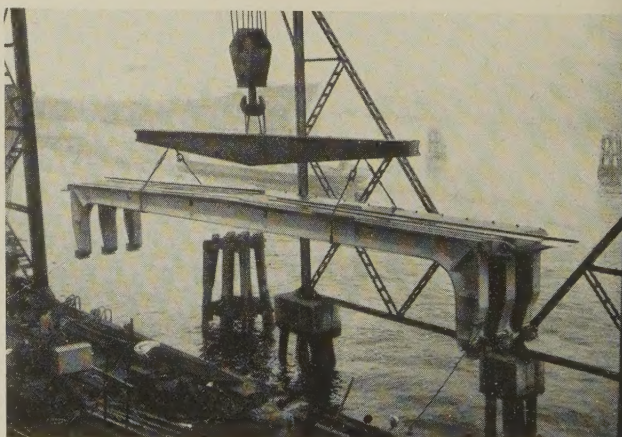


Abb. 11. Überladung eines Drillingsrahmens.

Aber auch die Heranschaffung der Stahlüberbauten an die Einbaustelle stellte ein besonderes Problem dar. Zwei der Drillings-Zweigelenkrahmen von je 45 t kamen von Stahlbauunternehmen, die Gleisanschlüsse hatten, so daß die Brücken auf einem achtsachsigen Spezial-Drehschemelwagen (Abb. 14) der Firma Dörnen herangefahren werden konnten. Die drei anderen gleich schweren Rahmen lieferte jedoch eine Hamburger Stahlbaufirma, die nur über einen Wasseranschluß verfügt. Es lag zunächst nahe, diese Stahlüberbauten aus einer Schute an einer Kaimauer im Hafen mittels Eisenbahnkränen, die ohnehin zum Einbau an der Baustelle benötigt wurden, auf das erwähnte Schienenfahrzeug zu übernehmen. Es ergab sich jedoch, daß keine Kaimauer im Hafen mit gleichzeitigem Gleisan-



Abb. 12. Beschotterung eines Stahlüberbaues.

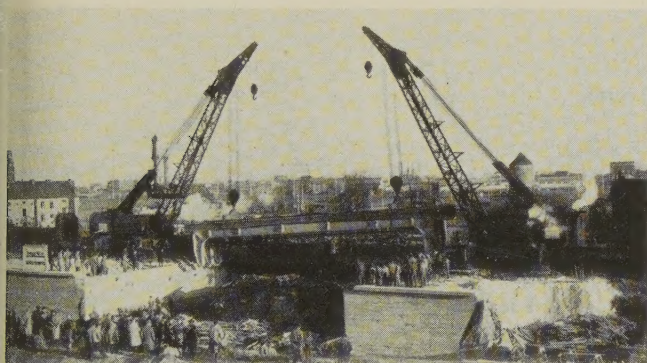


Abb. 13. Ablassen eines Stahlüberbaues auf die Widerlager.

schluß verfügbar war, die den bei der Übernahme am 75 t-Eisenbahnkran entstehenden Pratzendruck von rd. 120 t hätte aufnehmen können. So mußte jeder auf einer Großschute verladene Drillingsrahmen an einen Schwerlastkran der Schiffswerft Howaldtswerke A.-G. herangebracht und dort von dem am Kai liegenden Spezialwagen übernommen werden (Abb. 11). Vor der Fahrt dieser drei Überbauten durch die Gleisanlagen der Werft und des Hafens mußte noch für die auf der Strecke nötige Freiheit für den profil- und lademaßüberschreitenden Schwerlasttransport gesorgt werden.

In Anbetracht der vorerwähnten kurzen Sperrpausen war es erforderlich, auf die Stahlüberbauten schon so viel Schotterbettung vor dem Einbau aufzubringen, als die Tragkraft der Einbaukrane zuließ. Deshalb wurden alle Drillingsrahmen einzeln nacheinander zunächst auf einen der Baustelle benachbarten Platz einer Bahnmeisterei der Hamburger Hafenbahn gebracht, wo sie nach Anschweißen der Bettungsbleche eine Schotterschüttung von 30 t erhielten (Abb. 12).

Der gleisweise Ausbau der Hilfsbrücken mit Hilfe von drei 25 t-Eisenbahnkränen (vgl. Arbeitszugbildung Abb. 9) ging ebenso wie der gleisweise Einbau der fünf Stahlüberbauten mit Hilfe von zwei 75 t-Eisenbahnkränen in der gemäß Kranbauanweisung (Abb. 9) vorgeschriebenen Sperrzeit planmäßig vonstatten (Abb. 13, 14, 15). Während zum Einbau der Hauptbrücken zuerst im Gleis 5 (Hafenbahngleis), dann in den Gleisen 4 und 3 die 75 t-Krane auf Gleis 5 stationiert waren, haben diese Krane die Stahlüberbauten für die Gleise 2 und 1 von Gleis 5 aus eingelegt.

Die Probelastung der Stahlüberbauten wurde zunächst mit einem 75 t-Kranwagen + Gewichtswagen (Gesamtgewicht als verteilte Last auf einer Belastungslänge von $18,2\text{ m} = 105 + 70 = 175\text{ t}$), dann mit einer Lok der Baureihe 78 in Langsam- und Schnellfahrt durchgeführt.

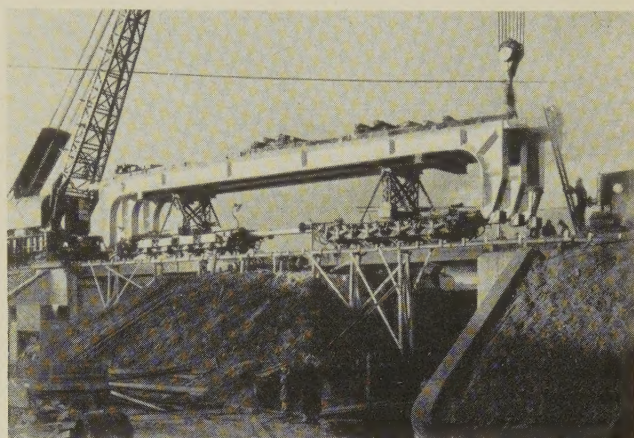


Abb. 14. Der vorletzte Drillingsrahmen kurz vor dem Einbau in Gleis 2.

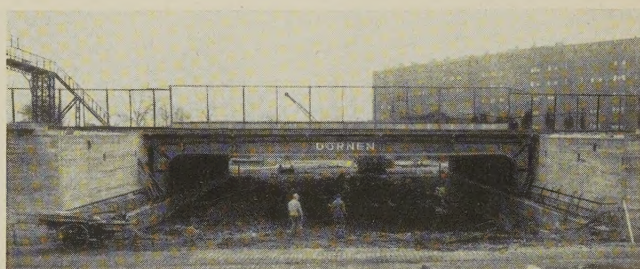


Abb. 15. Ansicht der für den Normalbetrieb fertigen Eisenbahnbrücke (ohne Straßenbrücke und zukünftig zu unterführende Rampenstraße).

Für Spannungs- und Durchbiegungsmessungen sind heute noch Maihak- bzw. Kloppsche Geräte an den Brückenrahmen angebracht. Für den Fall von möglichen Verformungen infolge Setzungen der Widerlager ist vorgesehen, zwischen beiden Widerlagern knapp unter der unterführten Straßeneinfahrt nachträglich Versteifungsrippen aus Stahlbeton einzubauen, die in der Lage sind, sowohl Zug- als auch Druckspannungen aufzunehmen.

Wie das Gesamtbauwerk selbst, so haben auch seine Kosten spürbar in Abhängigkeit vom Eisenbahnbetrieb gestanden. Denn von den rd. 2,5 Mio. DM, die die Straßenunterführung ohne Straßenfahrbahnen und Anrampungen gekostet hat, entfielen allein $\frac{1}{4}$ dieser Kosten auf die Einrichtung von Langsamfahrstellen, auf Hilfsbrückenfracht, -miete und -montage sowie Gestellung von Sicherheits- und besonderen Eisenbahnaufsichtskräften.

Der Bau einer Brücke, wie er hier beschrieben worden ist, hat also im Gegensatz zu einem gewöhnlichen Brückenbau nicht nur grundlegend andere Voraussetzungen, sondern verlangt auch völlig andere bauorganisatorische Maßnahmen.

Aerodynamische Stabilität von Hängebrücken unter Windbelastung

Von Dr. A. Hirai, Prof. of Civil Engineering, University of Tokyo

Übersetzt und bearbeitet von Dr.-Ing. A. Hoyden, Heilbronn

Übersicht. Die Arbeit behandelt das Problem der erzwungenen Schwingungen von Hängebrücken infolge einer aerodynamischen Wechselwirkung von der Frequenz ω .

In den Ableitungen wird eine Vergleichsgröße, die sog. „dynamische Vergrößerung“, eingeführt, die etwa mit dem Inkrement der Schwingungsamplitude verglichen werden kann. Dadurch ist es gelungen, diese Vergleichsgröße in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit v und der Frequenz ω darzustellen. Die Ergebnisse, auf Grund von rechnerischen Untersuchungen und Windkanalmessungen gewonnen, sind kurz zusammengefaßt folgende:

Die Frequenzen der durch Windbelastung auftretenden Drehschwingungen sind in erster Linie von der Windgeschwindigkeit abhängig. Bei Erreichen der sog. „kritischen Windgeschwindigkeit“ gerät der Versteifungsträger in Schwingungen, die sich aufschaukeln und letzten Endes zum Bruch des Trägers führen können. Der Bruch wird meistens an den Hängern eingeleitet, da diese den wuchtigen Schwankungen des Versteifungsbalkens nicht mehr standhalten und an den Anschlüssen reißen.

Wie sich in der Praxis gezeigt hat, weist jeder Hängebrückenquerschnitt einen Geschwindigkeitsbereich auf, in welchem der Versteifungsbalken zu Schwingungen neigt. Es kann hierbei ohne weiteres der Fall eintreten, daß nach Durchfahrt dieses Bereiches trotz der größeren Windgeschwindigkeit wieder eine Beruhigung eintritt, und erst von einer wesentlich größeren Geschwindigkeit an der Versteifungsbalken wieder zu schwingen beginnt. Die beiden Geschwindigkeitsbereiche werden als labil für den schwingenden und als stabil für den beruhigten Versteifungsbalken bezeichnet.

Die Größe der kritischen Windgeschwindigkeit ist in der Hauptsache abhängig von den Steifigkeiten des Versteifungsbalkens gegen Durchbiegung und Verdrehung, des weiteren von dem Eigengewicht der Brücke als schwingende Masse und von der Kabelkraft. Die Kabelkraft wird bei den Hängebrücken mit schweren Fahrbahnen (Betonfahrbahnen) in den meisten Fällen den ausschlaggebenden Einfluß darstellen, da sie als Haupttragglied durch die Schwingungen aus dem Gleichgewichtszustand geworfen wird, daher in den Ausgangszustand zurückdrückt und somit den Schwingungen einen nicht unbedeutenden Widerstand entgegensetzt.

Was den Einfluß der Querschnittsform des Versteifungsbalkens auf die aerodynamische Stabilität betrifft, so haben die vom Verfasser durchgeführten Windkanalversuche ergeben, daß Profile mit geringer Wirbelbildung und niedrigem Auftriebsbeiwert bei positivem Anblaswinkel am stabilsten sind.

Die im folgenden angeführten Ableitungen wurden durch Windkanalversuche überprüft. Die Ergebnisse der Rechnung und der Versuche stimmen ausgezeichnet überein.

An grundsätzlichen Bezeichnungen werden eingeführt:

- l Spannweite des Überbaues
- f Durchhang des Tragkabels in Feldmitte infolge Eigengewicht
- b Abstand der beiden Tragkabel, in den meisten Fällen gleich dem Abstand der Randträger des Versteifungsbalkens
- φ Anblaswinkel bzw. Verdrehwinkel des Versteifungsbalkens
- u Durchbiegung des Versteifungsbalkens
- $2m$ Eigengewicht der gesamten Brücke je Längeneinheit (m Eigengewicht der Brücke je Tragkabel)
- H Horizontalzug des Tragkabels infolge Eigengewicht
- Θ/l polares Massenträgheitsmoment des Versteifungsbalkens je Längeneinheit
- EJ Biegesteifigkeit des Versteifungsbalkens (als Gesamtquerschnitt)
- GK Verdrehsteifigkeit des Versteifungsbalkens als Gesamtquerschnitt
- $\bar{EJ}$ ideelle Biegesteifigkeit des Versteifungsbalkens
- $\bar{GK}$ ideelle Verdrehsteifigkeit des Versteifungsbalkens

v Windgeschwindigkeit

v_k kritische Windgeschwindigkeit

ω_u, ω_φ Kreisfrequenzen der Biege- und Torsionsschwingungen

$N_u = \omega_u/2\pi$ Eigenfrequenz der Biegeschwingungen
 $N_\varphi = \omega_\varphi/2\pi$ Eigenfrequenz der Drehschwingungen

Schwingungsanzahl pro Sek.

ρ Luftdichte

g Schwerkbeschleunigung

C_l Auftriebsbeiwert des Versteifungsbalkenprofils

C_d Widerstandsbeiwert des Versteifungsbalkenprofils

C_m Momentenbeiwert des Versteifungsbalkenprofils

$$S = \left(\frac{dC_l}{d\varphi} \right)_{\varphi=0}$$

$$S_t = \left(\frac{dC_m}{d\varphi} \right)_{\varphi=0}$$

p Staudruck: $p = \rho/2 \cdot v^2$; $\rho/2 \approx 1/16$

μ gegenseitige Abhängigkeit zwischen Auftrieb und Widerstandsbeiwert. Eine einfache Eeknotenschwingung gibt dieses Verhältnis an

$$\mu^2 = 1 + \frac{\sqrt{128} \cdot S}{4\pi^2 \cdot C_d}$$

$\S$ dynamische Vergrößerung.

$$i = \sqrt{-1}.$$

Die weiteren Kurzzeichen werden da erläutert, wo sie zuerst ersten Male auftreten.

1. Grundlegende Gleichungen

Die nachfolgenden Ableitungen fußen auf folgenden Annahmen:

1. Die Hängebrücke ist ein einfacher symmetrischer Überbau von der Spannweite l mit einem Versteifungsbalken von H-profilartigem Querschnitt, der aus den zwei Randträgern und aus der mittig liegenden Fahrbahnplatte gebildet wird.

2. die Windrichtung ist horizontal und normal zur Brückenachse,

3. der Einfluß der Pylone und evtl. Seitenöffnungen bleibt unberücksichtigt,

4. der Kabelabstand b ist gleich dem Abstand der Randträger des Versteifungsbalkens,

5. die Biegesteifigkeit EJ und die Verdrehsteifigkeit GK sind konstant,

6. die Brückenkonstruktion wird nur im elastischen Bereich betrachtet. Die Spannungen liegen unterhalb der Fließgrenze.

Der Aufstellung der grundlegenden Gleichungen werden zwei Achsenkreuze zugrunde gelegt:

$xyz \dots$ des unverformten und
 $\xi\eta\zeta \dots$ des verformten Systems (Abb. 1).

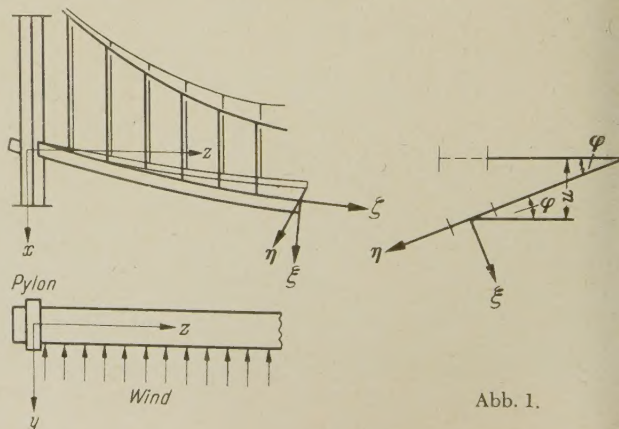


Abb. 1.

Die Verformung des Versteifungsbalkens wird durch die beiden Komponenten u und v in den Achsenrichtungen x und y und durch den Drehwinkel φ festgelegt. Da bei angenommenem doppelsymmetrischen H-Profil des Versteifungsbalkens die Bewegung in Windrichtung von untergeordneter Bedeutung auf das Schwingungsproblem ist, wird sie bei den weiteren Untersuchungen nicht berücksichtigt.

Die auf den Versteifungsbalken je Längeneinheit wirkenden aerodynamischen Kräfte lassen sich wie folgt ausdrücken

$$\left. \begin{array}{ll} \text{Auftrieb} & L = C_l \cdot p \cdot b \\ \text{Widerstand} & W = C_d \cdot p \cdot b \\ \text{Drehmoment} & T = C_m \cdot p \cdot b^2 \end{array} \right\} \quad (1)$$

Die Abhängigkeit zwischen den Beiwerten und dem Anblaswinkel, letzterer ergibt sich infolge einer Verdrehung des Querschnitts, kann bei kleinen Winkeländerungen angenähert werden

$$\left. \begin{array}{ll} \text{für den Auftriebsbeiwert:} & C_l = S \cdot \varphi \\ \text{für den Momentenbeiwert:} & C_m = S_t \cdot \varphi \end{array} \right\} \quad (2)$$

Wir betrachten nun die Schwingungen des Versteifungsbalkens unter seitlichem Winddruck. Es ist leicht einzusehen, daß ein schwingender Versteifungsbalken vertikalen und horizontalen Verschiebungen und Verdrehungen unterworfen wird und daß der Wind, der horizontal und senkrecht auf den Überbau auftrifft, nicht nur einen statischen Druck ausübt, sondern auch dynamische Kräfte bewirken wird. Eine solche dynamische Kraft stellt das aerodynamische Drehmoment um die Brückenlängsachse dar

$$M_{\text{aerod.}} = S_t p b^2 \left(\varphi - \frac{1}{v} \cdot \frac{d\varphi}{dt} \right).$$

Neben diesem aerodynamischen Drehmoment treten aber noch andere wichtige Faktoren auf, welche auf die aerodynamische Stabilität der Hängebrücke einen wesentlichen Einfluß haben. Einer dieser Faktoren ist z. B. das horizontale Biegemoment $\mathfrak{M}$ des Versteifungsbalkens um die Hochachse, welches zu Verschiebungen in y -Richtung führt. Das Moment $\mathfrak{M}$ hat nämlich am ausgebogenen und verdrehten Versteifungsbalken die Tendenz, die Verdrehung zu vergrößern, da die Ausbiegung der Gurtung und die Gurtkräfte im selben Sinne wirken. Der Einfluß am Drehmoment beträgt

$$M_{y\mathfrak{M}} = -\mathfrak{M} \cdot d^2 u / dz^2.$$

Das aerodynamische Drehmoment und der Drehmomentanteil aus dem Biegemoment $\mathfrak{M}$ finden ihren Widerstand in der Rückstellkraft des Tragkabels, in der Steifigkeit des Überbaues und in der Überwindung des Massenträgheitsmomentes.

Das Rückstellmoment des Tragkabels beträgt

$$M_H = \frac{H \cdot b}{2} \cdot \left[\frac{d^2 u_2}{dz^2} - \frac{d^2 u_1}{dz^2} \right],$$

mit H als Horizontalzug des Tragkabels infolge Eigengewichts. Setzt man für u_1 und u_2 die Beziehungen ein (Abb. 2)

$$u_2 = u + \frac{b}{2} \varphi, \quad u_1 = u - \frac{b}{2} \varphi,$$

so erhält man

$$M_H = \frac{H \cdot b^2}{2} \cdot \frac{d^2 \varphi}{dz^2}.$$

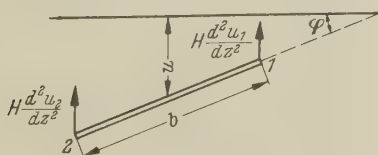


Abb. 2.

Die Torsions- und die Wölbsteifigkeit des Versteifungsbalkens liefern den Drehmomentenanteil

$$M_{K+J} = G K \cdot \frac{d^2 \varphi}{dz^2} - \frac{E J \cdot b^2}{4} \cdot \frac{d^4 \varphi}{dz^4}.$$

Der Widerstand des polaren Massenträgheitsmomentes beträgt

$$M_{\Theta/l} = -\frac{\Theta}{l} \cdot \frac{d^2 \varphi}{dt^2}.$$

Die Gleichgewichtsbedingung liefert dann die Differentialgleichung des Problems

$$\begin{aligned} & -\frac{\Theta}{l} \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} + \left(G K + \frac{H \cdot b^2}{2} \right) \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} - \frac{E J \cdot b^2}{4} \cdot \frac{\partial^4 \varphi}{\partial z^4} - \\ & - \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \mathfrak{M} + S_t p b^2 \left(\varphi - \frac{1}{v} \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial t} \right) = 0. \end{aligned} \quad (3a)$$

Die Auflösung der Differentialgleichung erfolgt genähert mittels des Ansatzes

$$\varphi = A \cdot \sin \lambda z; \quad \lambda = \frac{n\pi}{2}; \quad n = 2, 4, 6 \dots \quad (4a)$$

Es wird dann

$$\frac{\Theta}{l} \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} = \overline{G K} \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} - \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \mathfrak{M} + S_t p b^2 \left(\varphi - \frac{1}{v} \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial t} \right) \quad (3b)$$

mit

$$\overline{G K} = G K + \frac{b^2}{4} \lambda^2 \left(E J + \frac{2 H}{\lambda^2} \right). \quad (5a)$$

Für $n = 2$ (Einknotenschwingung mit Knoten in Feldmitte) ergibt sich

$$\overline{G K} = G K + \frac{\pi^2 b^2}{l^2} \left(E J + \frac{l^2}{2 \pi^2} \cdot H \right). \quad (5b)$$

Als erstes werden die Drehschwingungen bei Vernachlässigung des Anteils

$$-\frac{1}{v} \cdot \frac{d\varphi}{dt} S_t p b^2$$

untersucht.

Durch irgendeine Störung des Luftstromes (Kármán-Wirbel oder schwankende Windstärke) kann ein aerodynamischer Impuls hervorgerufen werden. Von welchen Einflüssen dieser Impuls abhängig ist, wie: Windgeschwindigkeit, Querschnittsausbildung usw., ist noch nicht vollkommen geklärt. Es kann aber angenommen werden, daß er sich etwa wie die Funktion $T_0 \sin \omega t$ verhalten und daher auch von der Zeit abhängig sein wird.

Im folgenden wird das Verhalten des Versteifungsbalkens unter der Wirkung dieses Wechseleinflusses $T_0 \sin \omega t$ näher untersucht.

Unter Berücksichtigung einer evtl. auftretenden Dämpfung C , die ebenfalls von der Zeit abhängig ist, ergibt sich die Differentialgleichung des Problems

$$\frac{\Theta}{l} \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} + C \frac{\partial \varphi}{\partial t} - \overline{G K} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \mathfrak{M} - S_t p b^2 \varphi = T_0 \sin \omega t. \quad (6)$$

In der Gleichung tritt der Ausdruck $d^2 u / dz^2$ auf. Zur Ermittlung dieses Ausdruckes greifen wir auf die Differentialgleichung der Hängebrücke unter der gleichmäßigen antimetrischen Belastung w zurück. Die Differentialgleichung hierfür lautet

$$E J \frac{d^4 u}{dz^4} - 2 H \frac{d^2 u}{dz^2} = w.$$

Mit dem Reihenansatz für die Biegelinie

$$u = B \sin \lambda z; \quad \lambda = \frac{n\pi}{l}; \quad n = 2, 4, 6 \dots \quad (4b)$$

kann die Differentialgleichung auch geschrieben werden

$$\left(E J + \frac{2 H}{\lambda^2} \right) \frac{d^4 u}{dz^4} = w.$$

Der Ausdruck $\left(EJ + \frac{2H}{\lambda^2}\right)$ kann hierbei als ideale Biegesteifigkeit des Versteifungsbalkens gedeutet werden. Für die Einknotenschwingung $n = 2$ wird der Ausdruck

$$\overline{EJ} = EJ + \frac{l^2}{2\pi^2} \cdot H.$$

Analog ergibt sich die ideale Verdrehsteifigkeit

$$\left. \begin{aligned} \overline{GK} &= GK + \frac{(n\pi)^2 \cdot b^2}{4l^2} \cdot \overline{EJ} \\ \text{und für } n &= 2 \\ \overline{GK} &= GK + \frac{\pi^2 b^2}{l^2} \cdot \overline{EJ} \end{aligned} \right\} \quad (5c)$$

Die folgende Untersuchung wird für die Einknotendrehung durchgeföhrt. In den meisten Fällen wird sie auch für den Überbau die gefährlichste Schwingung sein. Nur bei Versteifungsbalken mit sehr hohen Trägheitsmomenten und mit geringem Eigengewicht könnte unter Umständen die Frequenz der einwelligen Schwingung (symmetrische Schwingung) in der Nähe der Einknotenschwingung (antimetrische Wellen) liegen. Sie dürfte aber kaum ungünstiger als diese werden.

Bezeichnet man die η -Komponente des Biegemomentes $\mathfrak{M}$ infolge des horizontalen Winddruckes mit $\mathfrak{M} \cdot \varphi$ (Vektor wirkt in η -Richtung), so kann die Durchbiegung des Überbaues infolge $\mathfrak{M} \cdot \varphi$ ausgedrückt werden durch die Differentialgleichung

$$\left(EJ + \frac{2H}{\lambda^2}\right) \frac{d^2 u}{dz^2} = \overline{EJ} \frac{d^2 u}{dz^2} - \mathfrak{M} \cdot \varphi.$$

Außer dem Moment $\mathfrak{M} \cdot \varphi$ wirkt aber auf den Versteifungsbalken auch noch die Auftriebskraft $L = C_l p b$.

Beide Verformungen überlagert, folgen der Gleichung

$$\overline{EJ} \cdot \frac{d^2 u}{dz^2} = -\left(1 + \frac{S p b}{\lambda^2 \mathfrak{M}}\right) \mathfrak{M} \cdot \varphi.$$

Mit

$$\mu^2 = 1 + \frac{S p b}{\lambda^2 \mathfrak{M}} \quad (8a)$$

ergibt sich

$$\overline{EJ} \cdot \frac{d^2 u}{dz^2} = -\mu^2 \cdot \mathfrak{M} \cdot \varphi$$

oder

$$\frac{d^2 u}{dz^2} = -\mu^2 \cdot \frac{\mathfrak{M}}{\overline{EJ}} \cdot \varphi. \quad (9)$$

Das Moment $\mathfrak{M}$ läßt sich angenähert angeben mit

$$\mathfrak{M} = \frac{C_d p b l^2}{\sqrt{128}}. \quad (10)$$

Setzt man diesen Ausdruck in Gl. (8a) ein, so ändert sich diese in

$$\mu^2 = 1 + \frac{\sqrt{128} \cdot S}{4\pi^2 \cdot C_d}.$$

Die Substitution von Gl.(9) in Gl.(6) liefert dann unter Berücksichtigung der Ansätze für die Gl. (4a) und (4b)

$$\frac{\Theta}{l} \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} + C \frac{\partial \varphi}{\partial t} - \overline{GK} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} - \mu^2 \frac{\mathfrak{M}^2}{\overline{EJ}} \varphi - S_t p b^2 \varphi = T_0 \sin \omega t$$

oder

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Theta}{l} \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} + C \frac{\partial \varphi}{\partial t} + \overline{GK} \varphi &= T_0 \cdot \sin \omega t \\ K &= \overline{GK} \cdot \lambda^2 - \mu^2 \cdot \frac{\mathfrak{M}^2}{\overline{EJ}} - S_t \cdot p b^2 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Für $T = 0$ lautet die komplementäre Lösung

$$\left. \begin{aligned} \varphi &= e^{-\frac{C}{\Theta/l} \cdot t} \cdot [A_1 \sin q t + A_2 \cos q t], \\ q &= \sqrt{\frac{K}{\Theta/l} - \frac{C^2}{4(\Theta/l)^2}}. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Die partikulare Lösung lautet

$$\left. \begin{aligned} \varphi &= \frac{T_0 \cdot \sin(\omega t - q_0)}{\sqrt{\left(K - \frac{\Theta}{l} \cdot \omega^2\right)^2 + (C \omega)^2}}, \\ \text{tg } q_0 &= \frac{C \omega}{K - \frac{\Theta}{l} \cdot \omega^2}. \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

Als neuer Ausdruck wird „die kritische Dämpfung“ eingeföhrt. Die Beziehung hierfür liefert Gl. (12), wenn da $q = 0$ gesetzt wird. Es ergibt sich dann

$$\nu^2 = 4 \frac{\Theta}{l} \cdot K. \quad (14)$$

Da die Kreisfrequenz der Torsionsschwingungen unbewegter Luft mit

$$\omega_\varphi^2 = \frac{\overline{GK} \cdot \lambda^2}{\Theta/l}, \quad (15)$$

angegeben werden kann, ergibt sich für die kritische Dämpfung, ebenfalls in unbewegter Luft, die Beziehung

$$\nu_0^2 = \frac{\Theta}{l} \cdot \omega_\varphi. \quad (16)$$

Nach Einsetzen von Gl. (17) in Gl. (13) kann diese ausgeschrieben werden

$$\varphi = \frac{T_0 \sin(\omega t - \varphi_0)}{\Theta/l \cdot \omega_\varphi^2} \cdot \frac{\omega_\varphi^2}{\sqrt{\left(\omega_\varphi^2 - \omega^2 - \frac{S_t p b^2}{\Theta/l} - \mu^2 \frac{\mathfrak{M}^2}{\overline{EJ} \cdot \Theta/l}\right)^2 + 4 \left(\frac{C}{\nu_0}\right)^2 \omega_\varphi^2 \omega^2}}$$

Nach einer einfachen Umformung erhält man daraus eine Beziehung für die „Dynamische Vergrößerung“

$$\mathfrak{S}(\omega, \nu) = \frac{1}{\sqrt{(1 - Y^2 - \overline{A} \cdot X - \overline{B} \cdot X^2)^2 + 4 \left(\frac{C}{\nu_0}\right)^2 \cdot Y^2}}, \quad (17)$$

mit den Abkürzungen

$$\left. \begin{aligned} X &= \left(\frac{\nu}{\omega_\varphi} \cdot b\right)^2; & Y &= \frac{\omega}{\omega_\varphi} \\ \overline{A} &= \frac{S_t \cdot \varrho \cdot b^2}{2 \Theta/l} \cdot b^2; & \overline{B} &= \frac{[\mu C_d \varrho b l^2]^2}{512 \overline{EJ} \Theta/l} \cdot \omega_\varphi^2 b^4. \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

Bei Vernachlässigung des Dämpfungseinflusses C ergibt sich die Näherungslösung

$$\mathfrak{S}_1 = \frac{1}{1 - Y^2 - \overline{A} \cdot X - \overline{B} \cdot X^2}. \quad (19)$$

Die kritische Windgeschwindigkeit ν_ω ergibt sich aus

$$1 - Y^2 - \overline{A} \cdot X - \overline{B} \cdot X^2 = 0,$$

oder nach Umformung aus

$$B \cdot \nu_\omega^4 + A \cdot \nu_\omega^2 - (\omega_\varphi^2 - \omega^2) = 0,$$

mit den Abkürzungen

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{S_t \varrho b^2}{2 \Theta/l}; & B &= \frac{[\mu C_d \varrho b l^2]^2}{512 \overline{EJ} \Theta/l} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

Hierbei bedeuten:

ν_ω die Windgeschwindigkeit bei der beobachteten Kreisfrequenz ω und

ω_φ die natürliche Kreisfrequenz der Torsionsschwingungen

In Gl. (21) wird der Anteil ν^4 bei großer Windgeschwindigkeit immer der beherrschende Faktor sein. Infolgedessen kann erwartet werden, daß die beobachtete Frequenz ω mit dem Anwachsen der Geschwindigkeit kleiner wird. De

Grenzfall mit $\omega = 0$ ergibt dann die Beziehung für die kritische Windgeschwindigkeit v_k :

$$B \cdot v_k^4 + A \cdot v_k^2 - \omega_\varphi^2 = 0. \quad (22)$$

Dieser kritische Zustand läßt sich auch aus Gleichung

$$\frac{\Theta}{l} \cdot \frac{d^2 \varphi}{dt^2} + \left[\overline{GK} \cdot \lambda^2 - \mu^2 \frac{\mathfrak{M}^2}{EJ} - S_t p b^2 \right] \cdot \varphi = 0, \quad (23a)$$

für die freie ungedämpfte Schwingung bestimmen.

Die Lösung der Differentialgleichung lautet nämlich

$$\left. \begin{aligned} \varphi &= A_1 \sin q t + A_2 \cos q t \\ q &= \sqrt{\frac{K}{\Theta/l}} \end{aligned} \right\} \quad (23b)$$

Für $q = 0$ ergibt sich der gleiche Zustand wie in Gl. (22).

Die kritische Windgeschwindigkeit als Erreger der ein-knotigen Torsionsschwingung ($\lambda = 2\pi/l$) läßt sich auch nach Umformung von Gl. (22) ermitteln aus

$$v_k^2 = \frac{4\pi \sqrt{128 \cdot \sqrt{EJ \cdot \overline{GK}}}}{\mu C_d \varrho b l^3}. \quad (24a)$$

Der Stabilitätsbereich ist hierbei gekennzeichnet durch die Gleichung

$$\overline{GK} \cdot \frac{d^2 \varphi}{dz^2} + \mu^2 \frac{\mathfrak{M}^2}{EJ} \cdot \varphi = 0. \quad (25)$$

Betrachten wir wieder die Ausgangsgleichung (18).

Die Funktion $\mathfrak{H}$ hat die in Abb. 3 dargestellte Form. Der geometrische Ort des auf die XY-Ebene projizierten Scheitels ist durch die Bedingung $\frac{\partial \mathfrak{H}}{\partial X} = 0$ bestimmt. Die Gleichung hierfür lautet

$$1 - Y^2 - \overline{A} \cdot X - \overline{B} \cdot X^2 = 0 \quad (26)$$

und ist gleichbedeutend mit

$$\frac{\Theta}{l} \cdot q^2 = GK \cdot \lambda^2 - S_t p b^2 - \mu^2 \frac{\mathfrak{M}^2}{EJ}$$

als weitere Entwicklung der Gl. (23 a).

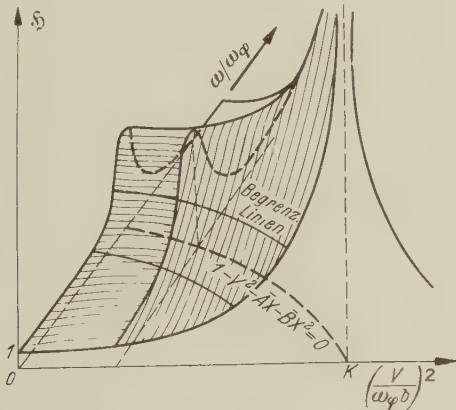


Abb. 3. Darstellung der dynamischen Vergrößerung $\mathfrak{H}$.

In dem Diagramm liegt die Spitze über Punkt K theoretisch im Unendlichen. Dies bedeutet aber, daß in diesem Punkte ein Dämpfungseinfluß unwirksam ist. Die kritische Windgeschwindigkeit v_k , dargestellt durch Gl. (22), entspricht diesem Punkte K. Die Höhenlinien der Funktion $\mathfrak{H}$ lassen sich ausdrücken:

$$\begin{aligned} (1 - Y^2 - \overline{A} \cdot X - \overline{B} \cdot X^2)^2 &= \\ &= \frac{1}{h^2} - 4 \left(\frac{C}{r_0} \right)^2 \cdot Y^2 \end{aligned} \quad (27)$$

mit h als Höhe nach Abb. 4.

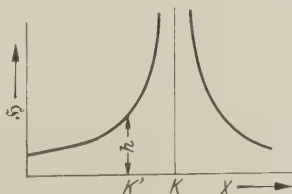


Abb. 4. $\mathfrak{H}$ -Kurve für $\omega = 0$.

Die Größe des $\mathfrak{H}$ -Wertes stellt einen Maßstab für die aerodynamische Stabilität des Versteifungsbalkens dar. Im Punkt K ist die Amplitude der Torsionsschwingungen unendlich groß. Der Bruch des Versteifungsbalkens wird aber in Wirklichkeit schon im Punkt K' eingeleitet, da in diesem Punkte die Schwingungsanschläge schon so groß sind, daß die Hänger an den Anschlüssen reißen und den Einsturz des Versteifungsbalkens verursachen.

Da die Zerstörungskraft T_0 unbekannt ist, stößt die theoretische Ermittlung der Grenze K' auf unüberwindliche Schwierigkeiten. Die experimentelle Ermittlung dieser Grenze ist daher der einzige Weg, um sich über die Größe von h ein Bild zu machen. Ist der Wert h bekannt, so kann die entsprechende Windgeschwindigkeit aus der Gleichung berechnet werden:

$$X = \frac{-\overline{A} \pm \sqrt{\overline{A}^2 + 4\overline{B} \left(1 - \frac{1}{h}\right)}}{2\overline{B}}. \quad (28a)$$

Bei Vernachlässigung des Ausdrucks $\overline{A}$ (man befindet sich immer auf der sicheren Seite, solange $S_t < 0$) wird:

$$X = \frac{1}{\sqrt{\overline{B}}} \cdot \sqrt{1 - \frac{1}{h}} \quad (28b)$$

und man erhält an Stelle der Gl. (24 a)

$$v_k^2 = \frac{4\pi \sqrt{128 \cdot \sqrt{EJ \cdot \overline{GK}}}}{\mu C_d \varrho \cdot b l^3} \cdot \sqrt{1 - \frac{1}{h}}. \quad (24b)$$

Obige Gleichung läßt sich unter der Annahme

$$\overline{GK} \approx \pi^2 \frac{b^2}{l^2} EJ \quad (29)$$

umformen in

$$\left(\frac{v_k}{N_\varphi b} \right) = \left(\frac{2r}{b} \right)^2 \cdot \frac{2m/g}{\varrho b^2} \cdot \frac{\sqrt{128}}{\mu C_d} \cdot \sqrt{1 - \frac{1}{h}} \quad (30a)$$

mit der Abkürzung

$$r^2 = \frac{\Theta/l}{2m/g};$$

r = polarer Massenträgheitshalbmesser.

Die Annahme in Gl. (29) ist zulässig, denn es verschwindet in Gl. (5 c) der Ausdruck GK gegenüber dem Wert für $\pi^2 b^2 EJ/l^2$.

Drückt man den Widerstand W durch die Gleichung aus

$$W = k \frac{\varrho}{2} F v^2 \quad (31)$$

k = Koeffizient abhängig vom Querschnittsprofil,

F = vom Wind getroffene Fläche des Versteifungsträgers je Längeneinheit,

so läßt sich Gl. (30 a) auch schreiben

$$\left(\frac{v_k}{N_\varphi b} \right)^2 = \left(\frac{2r}{b} \right)^2 \cdot \frac{2m/g}{\varrho \cdot F b} \cdot \frac{\sqrt{128}}{2k \cdot \mu} \cdot \sqrt{1 - \frac{1}{h}}. \quad (30b)$$

2. Windkanalmessungen an einem Vollmodell

Die im Abschnitt 1 abgeleiteten Beziehungen wurden durch Windkanalmessungen an einem Vollmodell überprüft. Die Messungen wurden in einem Windkanal vom Durchmesser 3,5 m der Universität Osaka durchgeführt. Zur Verwendung kamen Modelle entsprechend Abb. 5 von der Spannweite 3 m, der Brückenbreite 4 cm und mit einem Pfeilverhältnis $f/l = 1/10$.

Die Querschnittsprofile waren H-förmig, mit den Verhältnissen Höhe zu Breite: 0,10, 0,15 und 0,20. Die Profile bestanden aus dünnen Messingblechen. Es wurde auch das Verhalten der Modelle unter statischem Winddruck untersucht. Die Versuchsergebnisse zeigten, daß die Eigenfrequenzen der Hängebrücken unter der Wirkung von Seitenbelastungen abnehmen. Abb. 6 zeigt den Augenblick der Kippung des Versteifungsbalkens infolge dieser Seitenbelastung.

Einer dieser durchgeführten Versuche ergab folgendes Ergebnis.



Abb. 5.

$2m = 5,94 \text{ g/cm}$
 $EJ = 7686 \cdot 10^3 \text{ g cm}^2$
 $C_d = 0,243$
 $S_t = -0,482$
 $\omega_\varphi = 95,7 \text{ s}^{-1}$
 $N_\varphi = 15,2 \text{ Schw./s}$
15,5 „

berechnet

berechnet

beobachtet

$\Theta/l = 0,00775 \text{ g s}^2$
 $GK = 162 \cdot 10^3 \text{ g cm}^2$
 $S = 5,64$
 $\mu = 2,77$

Die während des Versuchs gemessenen kritischen Windgeschwindigkeiten betrugen 11,9 m/s und 11,8 m/s. Die Frequenzen wurden mittels eines elektrischen Widerstandsmessers gemessen. Auf Abb. 7 ist eine der Aufzeichnungen auf dem Oszillographen dargestellt. Immer, wenn die Windgeschwindigkeit bis nahe an den errechneten kriti-

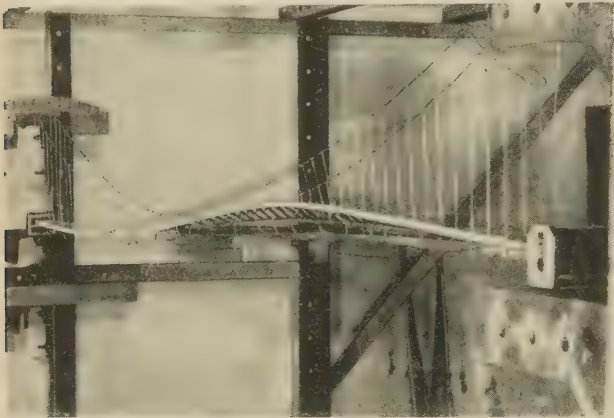


Abb. 6. Augenblick der Kippung des Verstärkungsbalkens infolge Seitenbelastung.

schen Wert gesteigert wurde, zeigten sich schwache Drehschwingungen, die schon mit dem bloßen Auge erkannt werden konnten.

Abb. 8 zeigt den Augenblick der Zerstörung des Überbaues durch Wind. Die Art der Deformation ist eine ähnliche wie die auf Abb. 6 gezeigte.

In Abb. 9 wird der Verlauf der „dynamischen Vergrößerung“ mittels Höhenschichtlinien veranschaulicht. Die zwei Höhenlinien für $\xi = 2$ und $\xi = 4$ sind besonders gekenn-

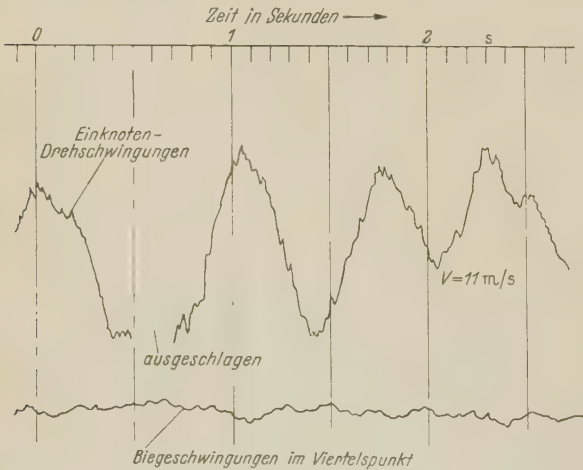


Abb. 7. Oszillograph-Aufzeichnung von Modell Nr. 1 bei $v = 11 \text{ m/s}$.

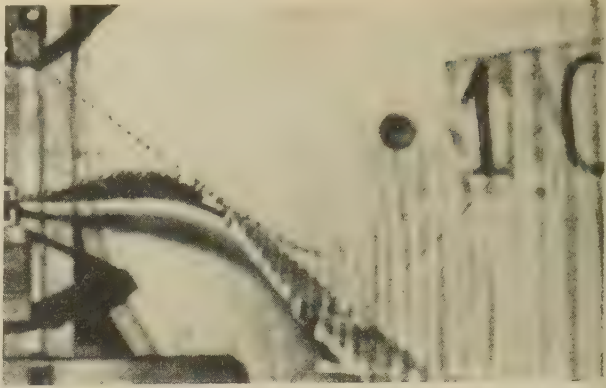


Abb. 8. Drehschwingungen des Modells Nr. 3 bei dem beobachteten Wert $v = 11,3 \text{ m/s}$.

zeichnet. Die aus den Windkanalversuchen erhaltenen kritischen Werte wurden durch Fähnchen abgesteckt.

Die ξ -Kurve für Modell Nr. 1 zeigt Abb. 10. Der Zerstörungswert ($v = 11,9 \text{ m/s}$) ergab sich bei $X = 9,65$. Unter Vernachlässigung des Ausdrucks A und unter der Annahme $h = 3,5$ nach Gl. (24 b) ergibt sich die kritische Windgeschwindigkeit $v_k = 12,2 \text{ m/s}$. Der beobachtete Wert war 11,9 m/s; die Übereinstimmung ist sehr gut.

Die Versuchsergebnisse von 4 Modellen sind in den Tabellen 1 bis 3 angegeben. Abb. 11 zeigt die Schwingungen des Modells Nr. 3 bei $v = 10 \text{ m/s}$.

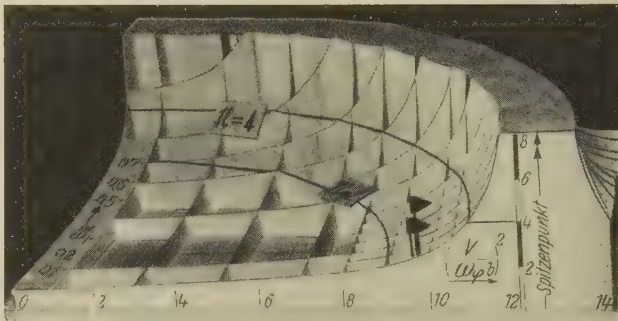


Abb. 9. Darstellung der dynamischen Vergrößerung ξ bei Modell Nr. 1.

Tabelle 1.

Modell		Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4
d/b		0,20	0,20	0,15	0,10
C_d		0,243	0,243	0,187	0,13
S		5,64	5,64	5,74	8,62
S_t		-0,482	-0,482	-0,504	-0,51
μ		2,766	2,766	3,130	4,362
m	g/cm	2,971	2,868	2,569	2,848
$2m/g \cdot 10^{-2}$	$g \cdot s^2/cm^2$	6,063	5,771	5,243	5,812
$\Theta/l \cdot 10^{-2}$	$g \cdot s^2$	0,775	0,807	0,619	0,698
H	kg	1,114	1,061	0,963	1,068
$\frac{EJ}{\mu C_d}$	$kg\ cm^2$	2607	3483	927	361
$\overline{EJ}$	$kg\ cm^2$	7686	8321	5318	5231
$\frac{GK}{\mu C_d}$	$kg\ cm^2$	149	93	75	114
$\overline{GK}$	$kg\ cm^2$	162	108	84	123
$b/2r$		1,77	1,69	1,84	1,82
N_φ	Schw./s	15,2	12,2	12,3	14,0
$\frac{\sqrt{EJ \cdot GK}}{\mu C_d}$	$kg\ cm^2$	1660	1410	1142	1342
$\frac{4\pi \cdot \sqrt{128 \cdot EJ \cdot GK}}{\mu C_d \varrho b l^3}$	m^2/s^2	174,84	148,53	120,26	141,36

d Höhe des Randträgers des Verstärkungsbalkens

Tabelle 2.

Modell		Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4
beobachtete kritische Geschwindigkeit	m/s	11,9	10,9	10,3	11,0
$\sqrt{\frac{4\pi}{\mu C_d \varrho b l^3} \cdot \sqrt{E J \cdot G K}}$	m/s	13,2	12,2	11,0	11,9
aus Gl. (24b)		2,9	2,8	4,5	3,7
$\sqrt{1 - \frac{1}{h}}$		0,90	0,89	0,94	0,93

Aus den Windkanalversuchen ergab sich $h = 3,48$.

Tabelle 3.

Modell		Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4
$v_k = \sqrt{\frac{120 \cdot \sqrt{E J \cdot G K}}{\mu C_d \varrho b l^3}}$	m/s	12,2	11,2	10,1	10,9
beobachteter Wert	m/s	11,9	10,9	10,3	11,0

Mit dem beobachteten Wert $h = 3,48$ erhält man die Beziehung

$$v_k^2 = \frac{120 \sqrt{E J \cdot G K}}{\mu C_d \varrho b l^3} \quad (32)$$

Unter Berücksichtigung eines Sicherheitsfaktors, festgelegt durch die Annahme der Windgeschwindigkeit in

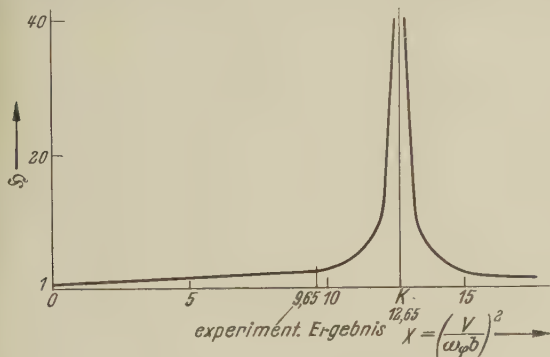


Abb. 10. -X-Kurve des Modells Nr. 1.

Gl. (32), kann überschläglich die erforderliche Biegesteifigkeit der Versteifungsbalken ermittelt werden.

Bei einem maximalen Winddruck von etwa 250 kg/m^2 , entsprechend Gl. (31) mit $K = 1,10$; $v = 60 \text{ m/s}$ und $\varrho = 0,125 \text{ kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$ ergibt sich nach Umformung von Gl. (32) unter Berücksichtigung der Gl. (29) die Beziehung

$$E J = 1,2 \mu C_d l^4 \quad (33)$$

3. Gekoppelte Schwingungen

Im folgenden wird die in Wirklichkeit immer eintretende Kopplung der Biege- und Torsionsschwingungen untersucht. Die Untersuchung wird analog Abschnitt 2 durchgeführt.

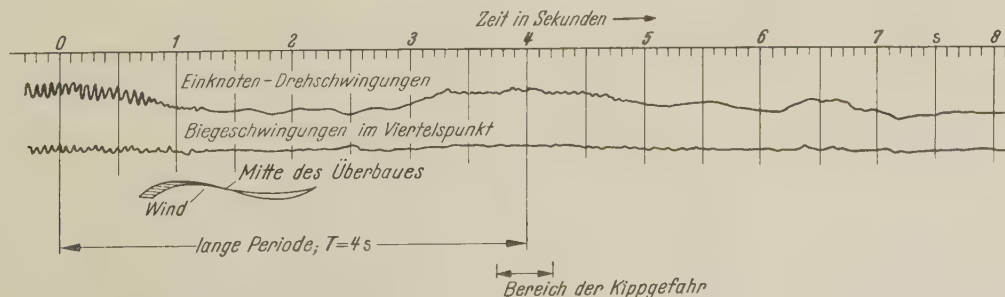


Abb. 11. Oszillograph-Aufzeichnungen vom Versuch mit Modell Nr. 3 ($v = 10 \text{ m/s}$).

Die Differentialgleichungen der beiden Verformungen u und φ lauten

$$\left. \begin{aligned} \frac{2m}{g} \cdot \frac{d^2 u}{dt^2} + E \cdot v - S' \cdot p b \varphi + D \frac{du}{dt} &= 0 \\ \frac{\Theta}{l} \cdot \frac{d^2 \varphi}{dt^2} + K \cdot \varphi + S_t p \frac{b^2}{v} \cdot \frac{du}{dt} + C \frac{d\varphi}{dt} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (34)$$

mit den Abkürzungen

$$E = \overline{E J} \cdot \lambda^4 - \frac{\mathfrak{M}^2}{G K} \cdot \lambda^2$$

$$K = \overline{G K} \cdot \lambda^2 - \mu^2 \frac{\mathfrak{M}^2}{E J} - S_t p b^2$$

$$D = \frac{S' p b}{v} + \Delta \quad \Delta \text{ Dämpfungs-Koeffizient}$$

$$S' = S + C_d.$$

Mit einer Sinus-Linie als Lösung ergibt sich die charakteristische Gleichung 4. Grades

$$X^4 + a X^3 + b X^2 + c X + d = 0 \quad (35)$$

mit den Abkürzungen

$$a = \frac{S' p b}{2 v \cdot m/g}; \quad b = \frac{E}{2 m/g} + \frac{K}{\Theta/l}$$

$$c = \left[\frac{S' p b}{v} \cdot K + S' \cdot S_t \frac{p^2 b^2}{v} \right] \cdot \frac{1}{2 m/g \cdot \Theta/l}$$

$$d = \frac{K E}{2 m/g \cdot \Theta/l}$$

Die erforderlichen Hauptbedingungen für die Begrenzung des stabilen aerodynamischen Bereiches nach Gl. (35) sind:

$$\left. \begin{aligned} 1) \quad S' &= S + C_d > 0 \\ 2) \quad S_t &< 0 \\ 3) \quad &\text{und Gl. (24a).} \end{aligned} \right\} \quad (36)$$

Bei der Ableitung der folgenden Beziehungen wird analog Gl. (6) der aerodynamische Impuls, der den Versteifungsbalken in Drehschwingungen versetzt, durch die Differentialgleichung charakterisiert

$$\left. \begin{aligned} \Phi \ddot{\varphi} + K \varphi + C \dot{\varphi} + F_t \dot{u} &= T_0 \sin \omega t \\ M \ddot{u} + E u - F \varphi + D \dot{u} &= \frac{e}{b} \cdot T_0 \sin \omega t \end{aligned} \right\} \quad (37)$$

mit den Abkürzungen

$$\Phi = \frac{\Theta}{l}; \quad M = 2 m/g,$$

$$K = \overline{G K} \cdot \lambda^2 - \mu^2 \frac{\mathfrak{M}^2}{E J} - S_t p b^2,$$

$$E = \overline{E J} \cdot \lambda^4 - \frac{\mathfrak{M}^2}{G K} \cdot \lambda^2,$$

$$F_t = \frac{S_t p b^2}{v}; \quad F = S' p b,$$

$$D = \frac{S' p b}{v} + \Delta.$$

Die Lösung lautet

$$\varphi = \frac{[(E - M \omega^2) + i \omega \varepsilon] T_0}{(K - \Phi \omega^2)(E - M \omega^2) - \omega^2 C D + i \omega [D(K - \Phi \omega^2) + C(E - M \omega^2) - F F_t]},$$

$$\varepsilon = D - F_t \cdot \frac{e}{b}; \quad i = \sqrt{-1},$$

oder

$$\left(\frac{\varphi}{T_0}\right)^2 = \frac{(E - M \omega^2)^2 + \omega^2 \varepsilon^2}{[(K - \Phi \omega^2)(E - M \omega^2) - \omega^2 C D]^2 + \omega^2 [D(K - \Phi \omega^2) + C(E - M \omega^2) + F F_t]^2}$$

Bei Vernachlässigung der Dämpfungsfaktoren Δ und C ergibt sich

$$\left(\frac{\varphi}{T_0}\right)^2 = \frac{1}{\left(\frac{\Theta}{l}\right)^2 \cdot \omega_\varphi^4} \cdot \frac{(Z^2 - Y^2 - B' \cdot X^2 \cdot Z^2) + \frac{Y^2}{(2m/g)^2} \cdot \frac{\varepsilon^2}{\omega_\varphi^2}}{(1 - Y^2 - \bar{A} \cdot X - \bar{B} X^2)^2 (Z^2 - Y^2 - B' \cdot X^2 \cdot Z^2) + \frac{Y^2}{(2m/g)^2} \cdot \frac{1}{\omega_\varphi^2} \cdot \left(\frac{S' p b}{v}\right)^2 [1 - Y^2 - \bar{B} X^2]^2}$$

mit den Abkürzungen

$$X = \left(\frac{v}{\omega_\varphi b}\right)^2; \quad Y = \frac{\omega}{\omega_\varphi},$$

$$\varepsilon = D - F_t \cdot \frac{e}{b},$$

$$\bar{A} = \frac{S_t \varrho b^2}{2 \Theta/l} \cdot b^2; \quad \bar{B} = \mu^2 \frac{(C_d \varrho b l^2)^2}{512 \bar{E} J \Theta/l} \cdot \omega_\varphi^2 \cdot b^4;$$

$$B' = \frac{\bar{B}}{\mu^2}.$$

Die maßgebenden Faktoren sind jeweils die letzten Ausdrücke in Zähler und Nenner.

Die „dynamische Vergrößerung“ errechnet sich aus der Beziehung

$$\mathfrak{S}^2 = \frac{(S' - e S_t)^2}{(S')^2} \cdot \frac{1}{[1 - Y^2 - \bar{B} X^2]^2} \quad (39)$$

4. Versuche mit einem Teilmodell

Es wurde ein Teilmodell entsprechend Abb. 12 mit einem festen Drehpunkt gewählt. Die Federkonstante je Längeneinheit wird mit k bezeichnet. Die Differentialgleichungen lauten für das Teilmodell:

$$\frac{\Theta}{l} \cdot \frac{d^2 \varphi}{dt^2} + \left[\frac{k b^2}{2} - S_t p b^2 \right] \varphi + C \frac{d \varphi}{dt} = T_0 \sin \omega t, \quad (40)$$

für die Drehschwingungen des Hängebrückensystems:

$$\frac{\Theta}{l} \cdot \frac{d^2 \varphi}{dt^2} + \left[\bar{G} K \cdot \lambda^2 - \mu^2 \frac{\mathfrak{M}^2}{E J} - S_t p b^2 \right] \varphi + C \frac{d \varphi}{dt} = T_0 \sin \omega t. \quad (41)$$

Ein Vergleich der beiden Gleichungen zeigt, daß das Teilmodell einem Vollmodell entspricht, sofern der Anteil infolge $\mathfrak{M}$ vernachlässigt wird.

Bei niedrigen kritischen Windgeschwindigkeiten kann dies auch angenommen werden, so daß in diesen Bereichen Windkanalversuche mit Teilmodellen zu brauchbaren Ergebnissen führen.

Liegen die kritischen Windgeschwindigkeiten höher, darf auf den Anteil $\mathfrak{M}$ nicht verzichtet werden.

Die „dynamische Vergrößerung“ der Gl. (40) ergibt sich analog der früheren Ableitungen mit:

$$\mathfrak{S}_S = \frac{\omega_\varphi^2}{\sqrt{\left[\omega_\varphi^2 - \omega^2 \frac{S_t p b^2}{\Theta/l} \right]^2 + 4 \left(\frac{C}{v_0} \right)^2 \omega_\varphi^2 \omega^2}}, \quad (41)$$

wobei (C/v_0) den Einfluß der kritischen Dämpfung in unbewegter Luft darstellt.

Bei Vernachlässigung dieses Ausdruckes erhält man

$$\mathfrak{S}_S = \frac{\omega_\varphi^2}{\omega_\varphi^2 - \omega^2 - \frac{S_t \varrho b^2}{2 \Theta/l} v^2}. \quad (41)$$

Setzt man den Nenner gleich Null, so ergibt sich die Beziehung für den kritischen Zustand des Systems

$$\omega_\varphi^2 - \omega^2 - \frac{S_t \varrho b^2}{2 \Theta/l} v^2 = 0. \quad (42)$$

Eine Nachprüfung obiger Beziehungen durch Vergleich mit Werten, die aus Ableitungen von Fr. Bleich gewonnen wurden, ergaben eine sehr gute Übereinstimmung.

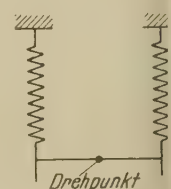


Abb. 12.
Federkonstante je Längeneinheit

Theoretische und spannungsoptische Untersuchung einer Tunnelröhre, die durch in ihrer Längsrichtung verlaufende Zerrüttungszonen belastet ist

Von Dr.-Ing. habil. Gerhard Sonntag, Dozent für techn. Mechanik, München

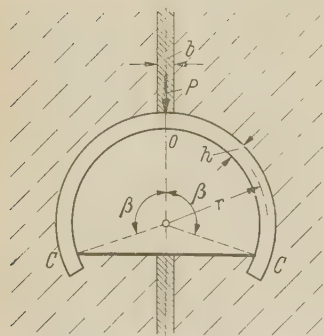


Abb. 1. Tunnelquerschnitt; seine Auskleidung wird am Scheitel durch eine Zerrüttungszone belastet.

Abb. 1 zeigt den Querschnitt eines Tunnels. Der Radius sei r , die Wanddicke h . Die Auskleidung erstreckt sich über einen Winkel 2β . Die Tunnelauskleidung werde z. B. am Scheitel durch eine Zerrüttungszone der Breite b belastet. Es ist die Beanspruchung der Auskleidung unter folgenden Voraussetzungen zu ermitteln:

a) Die Belastung erfolgt nur durch das Gewicht der Gesteinsmassen der Zerrüttungszone. Die seitliche Begrenzung der Zerrüttungszone ist durch Lehm geschmiert, so daß im ungünstigsten Fall zur Bestimmung der Belastung die Reibung hier vernachlässigt werden kann.

b) Das Nachbargestein nimmt nur die Rückstellkräfte auf, überträgt also zunächst keinen zusätzlichen Gebirgsdruck.

c) Eine vorgesehene Isolierung überträgt keine Zug- und Schubkräfte. Die Stützkkräfte des Nachbargesteins wirken also abgesehen von den Fußpunkten C nur radial auf die Auskleidung.

d) Der Elastizitätsmodul des Betons sei $E_B = 200\,000$ kg/cm². Der Elastizitätsmodul des Gebirges E_G ist eine

schwer bestimmbare umstrittene Größe. Dem wird durch zwei abgrenzende spannungsoptische Untersuchungen, $E_G = 700\,000\text{ kg/cm}^2$ und $2 \cdot E_G = 70\,000\text{ kg/cm}^2$ Rechnung getragen.

Um für einen vorliegenden Fall der Daten: Tunnelradius $r = 5,0\text{ m}$ über einen Auskleidungswinkel $2\beta = 240^\circ$, Breite der Zerrüttungsschicht $b = 2\text{ m}$, womit sich eine maximale Belastung von $P = 175\text{ t/m}$ Tunnelänge errechnete, für verschiedene Wänddicken schnell einen anschaulichen Überblick zu gewinnen, wurden spannungsoptische Untersuchungen an Modellen im Maßstab 1:100 durchgeführt¹. Abb. 2 zeigt als Beispiel eine spannungsoptische Aufnahme dieser Untersuchung.



Abb. 2. Spannungsoptische Aufnahme einer am Scheitel belasteten Tunnelauskleidung.

Neben den gesuchten Beanspruchungswerten wurden bei diesen Versuchen folgende Erkenntnisse gewonnen:

1. Die Nachgiebigkeit des Gesteins ist innerhalb der untersuchten Schranken eines Verhältnisses $E_B/E_G = 2:7$ und $2:0,7$ praktisch ohne Einfluß auf die Beanspruchung der Tunnelauskleidung. Der umgebende Fels kann in radialer Richtung als unnachgiebig angenommen werden.

2. Bei genauer Einpassung der Tunnelauskleidung sind die Biegespannungen proportional der Belastung, sie sind aber nicht proportional dem Widerstandsmoment der Auskleidung. Eine Verdoppelung der Wänddicke setzte die Biegespannungen nicht auf $1/4$, sondern auf $1/3$ herab.

3. Bei einer Einpassung mit Spiel zur Berücksichtigung eines Schwindens des Betons oder einer Nachgiebigkeit der Fußpunkte C kann die Beanspruchung beträchtlich zunehmen und ist nicht mehr proportional der Belastung.

Um die verschiedenen Einflußgrößen klarer zu erkennen, wollen wir uns jetzt der mathematischen Behandlung des Problems zuwenden.

Es ist dabei eine große Erleichterung, auf Grund der experimentellen Erfahrungen das umgebende Gebirge zunächst als radial-unnachgiebig annehmen zu können.

Wir betrachten die Tunnelauskleidung in vereinfachter Darstellung gemäß Abb. 3. Die Belastung durch die Zerrüttungszone wird zu der Einzelkraft P zusammengefaßt. Unter der Belastung P verbiegt sich die Auskleidung über einen Winkel 2α nach innen. In dem übrigen Bereich BC hat die Auskleidung keine Krümmungsänderung erfahren, ist also keine Biegung vorhanden. Wenn wir am Übergang B die Auskleidung aufschneiden, ist hier, da kein Einspannmoment existiert, noch keine Biegung vorhanden, wir können uns dort also ein Gelenk vorstellen. Auf dieses wirkt die vertikale Stützkraft $P/2$ und eine Horizontalkraft H_B .

¹ Die spannungsoptischen Arbeiten wurden von Herrn Dr. M. Kufner in dem von Herrn Prof. Dr. L. Föppl und dem Verfasser gemeinsam unterhaltenen Forschungsinstitut für angewandte Spannungs-optik im Auftrag von Herrn Dr. L. Müller, Salzburg, durchgeführt.

Abb. 4a zeigt den Bogen OB mit seinen Schnittkräften und Momenten. Das Gleichgewicht in horizontaler Richtung verlangt

$$H_B = H_0 = H; \quad (1)$$

und das gesuchte Moment M_0 am Scheitel läßt sich nun durch Gl. (2) bestimmen:

$$M_0 = \frac{P}{2} r \sin \alpha - H r (1 - \cos \alpha). \quad (2)$$

Hierin sind die Bogenlänge $\widehat{OB}$ bzw. der Winkel α und die Horizontalkraft H unbekannt. Um diese zu berech-

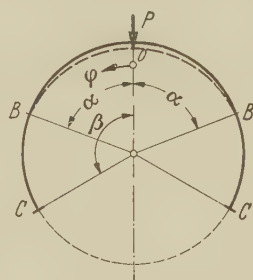


Abb. 3. Schematisierte Tunnelauskleidung. Die Verformung ihres Bogenabschnittes BOB nach innen wurde gestrichelt angedeutet.

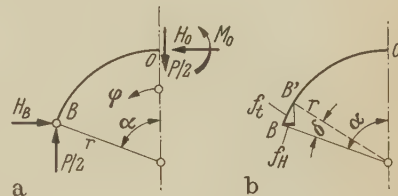


Abb. 4. Nach innen verformter Bogenabschnitt BO.

a) Schnittkräfte und Momente, b) Verschiebung des Punktes B.

nen, wird die Formänderungsarbeit A im Bogen OB herangezogen:

$$A = \int_0^\alpha \left[\frac{M^2}{2EI} + \frac{S^2}{2EF} \right] r d\varphi. \quad (3)$$

Es hat sich gezeigt, daß es für diese Berechnung erforderlich ist, die Umfangskraft S und die damit verbundene Verkürzung des Ringbogens zu berücksichtigen. Unter der Zusammendrückung des Bogens BC hat sich der Punkt B gegenüber seinem Ausgangsplatz B' gemäß Abb. 4b auf dem Kreisbogen um den Weg f_t verschoben. Der Winkel des Bogens $B'B$ wurde mit δ bezeichnet, wobei $\delta \ll \alpha$ angenommen werden kann. Der Punkt B hat sich dabei um die horizontale Komponente von f_t , das ist f_H , nach außen verschoben.

Unter der Berücksichtigung der Verschiebung bei B bestehen zwischen der Formänderungsarbeit A und der Horizontalverschiebung f_H und Winkeländerung δ folgende Beziehungen:

$$\frac{\partial A}{\partial H} = -f_H; \quad \frac{\partial A}{\partial M_B} = -\delta. \quad (4); (5)$$

Die negativen Vorzeichen besagen, daß die Verschiebung entgegen den Reaktionskräften bei B erfolgt.

Zur Durchführung der Rechnung muß ein Moment M_B bei B zunächst angenommen werden, was dann gemäß obiger Erkenntnis Null gesetzt wird.

Das Moment M lautet als Funktion vom Winkel φ

$$M = M_0 - 0,5 P r \sin \varphi + H r (1 - \cos \varphi), \quad (6)$$

für $\varphi = \alpha$ errechnet sich daraus M_B

$$M_B = M_0 - 0,5 P r \sin \alpha + H r (1 - \cos \alpha). \quad (7)$$

Eliminieren wir aus Gl. (6) und (7) das gesuchte Moment M_0 , dann folgt

$$M = M_B + 0,5 P r (\sin \alpha - \sin \varphi) + H r (\cos \alpha - \cos \varphi). \quad (8)$$

Die Umfangskraft S (Druck positiv) errechnet sich aus ihrer Vertikalkomponente $P/2$ und Horizontalkomponente H für den Bogen OB zu

$$S = 0,5 P \sin \varphi + H \cos \varphi \quad \varphi = 0 \text{ bis } \alpha. \quad (9)$$

Für den Bogen BC ist, da Reibung vernachlässigt wurde, S konstant entsprechend dem Wert von Gl. (9) für $\varphi = \alpha$.

Die partielle Differentiation der Formänderungsarbeit Gl. (3) gemäß Gl. (4) führt zu

$$\frac{\partial A}{\partial H} = \frac{r}{EI} \int_0^\alpha M \frac{\partial M}{\partial H} d\varphi + \frac{r}{EF} \int_0^\alpha S \frac{\partial S}{\partial H} d\varphi. \quad (10)$$

Die Hilfsoperation Gl. (11) und (12)

$$\frac{\partial M}{\partial H} = r(\cos \alpha - \cos \varphi); \quad \frac{\partial S}{\partial H} = \cos \varphi \quad (11); (12)$$

und die Ausdrücke für M und S gemäß Gl. (8) und (9) in Gl. (10) eingesetzt ergibt nach Durchführung der Integration:

$$\begin{aligned} \frac{\partial A}{\partial H} = -f_H = \frac{r^3}{EI} \left\{ \frac{P}{2} \left[\alpha \sin \alpha \cos \alpha + \cos \alpha (\cos \alpha - 1) - \frac{1}{2} \sin^2 \alpha \right] + \right. \\ \left. M_B = 0. + H \left[\alpha \cos^2 \alpha - \frac{3}{2} \sin \alpha \cos \alpha + \frac{\alpha}{2} \right] + \right. \\ \left. + \frac{r}{2EF} \left\{ \frac{P}{2} \sin^2 \alpha + H(\alpha + \sin \alpha \cos \alpha) \right\} \right\}. \quad (13) \end{aligned}$$

Die entsprechende Differentiation der Formänderungsarbeit nach Gl. (5) führt nach Ausführung der Integration, wenn anschließend $M_B = 0$ gesetzt wird, zu

$$\begin{aligned} \frac{\partial A}{\partial M_B} = -\delta = \frac{r^2}{EI} \left\{ \frac{P}{2} (\alpha \sin \alpha + \cos \alpha - 1) + H(\alpha \cos \alpha - \sin \alpha) \right\}. \\ M_B = 0. \quad (14) \end{aligned}$$

In den beiden Ausdrücken Gl. (13) und (14) läßt sich die linke Seite auf die Verschiebung f_t zurückführen gemäß der Beziehung

$$f_H = f_t \cos \alpha; \quad \delta = f_t / r. \quad (15); (16)$$

Zu den beiden Unbekannten H und α tritt die unbekannte Verschiebung f_t . Diese ist abhängig von den bei B übertragenen Kräften und läßt sich ausdrücken durch eine Gleichung

$$f_t = f_1(H, \alpha) + f_2. \quad (17)$$

Hierin bedeutet $f_1(H, \alpha)$ eine Funktion der elastischen Verschiebung des Punktes B , die also proportional der dort übertragenen Umfangskraft S ist und sich neben der als bekannt anzusehenden Belastung P auf die beiden Unbekannten H und α zurückführen läßt. Die weitere Funktion f_2 erfaßt eine bleibende Nachgiebigkeit des Fußpunktes C bzw. bei der praktischen Durchführung der Berechnung eine zusätzliche angenommene Verschiebung des Punktes B . Die Fortführung der Berechnung unter Einbezug der Beziehung Gl. (17) führt zu sehr komplizierten unübersichtlichen Ausdrücken. Es wird deshalb die Beziehung Gl. (17) abgespalten und aus Gl. (13) und (14) unter Verwendung der Beziehung Gl. (15) und (16) die Verschiebung f_t eliminiert. Damit erhält man eine Gleichung, die sich nach der Horizontalkraft H auflösen läßt. Sie lautet in dimensionsloser Form

$$\frac{H}{P} = \frac{-\delta^* - (\alpha \sin \alpha + \cos \alpha - 1)}{2(\alpha \cos \alpha - \sin \alpha)}. \quad (18)$$

Darin bedeutet δ^*

$$-\delta^* = \frac{-\alpha^2 \sin \alpha + (1 - \cos \alpha)(\alpha + \sin \alpha) + \frac{h^2}{12r^2} [-\alpha^2 \sin \alpha + (1 - \cos \alpha)(\alpha - \sin \alpha)]}{\sin \alpha \cos \alpha - \alpha - \frac{h^2}{12r^2} (\sin \alpha \cos \alpha + \alpha)}. \quad (19)$$

Zwischen der Abkürzung δ^* und der Winkeländerung δ besteht dabei die Beziehung

$$\delta^* = \frac{2EI}{r^2 P} \delta. \quad (20)$$

Wenn Gl. (18) in Gl. (2) eingesetzt wird, ist zur Bestimmung des Momentes M_0 am Scheitel unter der Belastung nur noch der Winkel α zu bestimmen, über den sich die Auskleidung vom Fels nach innen verformt und somit der selbständiger gelenkig gestützter Bogenträger zu behandeln ist. Um diesen Winkel α anschaulich zu bestimmen drücken wir in Gl. (20) δ durch f_t gemäß Gl. (16) aus, und wenn an Stelle von f_t die dimensionslose Verschiebung

$$f^* = f_t / \left(\frac{Pr}{Eh} \right) \quad (21)$$

eingeführt wird, ergibt sich die Beziehung

$$f^* = \frac{6r^2}{h^2} \delta^*. \quad (22)$$

Abb. 5 zeigt in ausgezogenen Linien die Darstellung dieser Gleichung nach Einsatz von δ^* aus Gl. (19) für die verschiedenen Verhältnisse der Wanddicke h zum Tunnelradius r . Diese Darstellung gibt für einen beispielsweise angenommenen Winkel α den erforderlichen bezogenen Weg f^* des Punktes B auf dem Kreisbogen der Tunnelwandung an, damit der nach innen verformte Bogen C bei B die Tunnelwandung biegunsfrei tangiert. Hier sind aber α bzw. f_t noch unbekannt. Eine weitere Beziehung zwischen diesen Größen liefert Gl. (17). Wir setzen hier

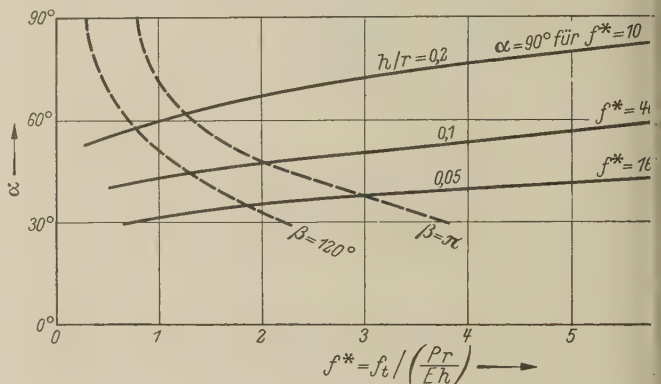


Abb. 5. Beziehung zwischen dem Winkel α , über den der Bogenabschnitt BO nach innen verformt wird, und der bezogenen Verschiebung f^* des Punktes B in Abhängigkeit von der Wanddicke h dem Radius r und dem Auskleidungswinkel 2β .

den plastischen Anteil f_2 zunächst Null und finden die Funktion f_1 wie folgt:

Wir setzen in Gl. (9) $\varphi = \alpha$ und finden die auf die Belastung P bezogene Druckkraft S_B an der Stelle B .

$$\frac{S_B}{P} = 0,5 \sin \alpha + \frac{H}{P} \cos \alpha. \quad (23)$$

Diese Umfangskraft S_B verkürzt den Bogen $\widehat{BC}$ um einen Betrag, der bei unverschieblichem Widerlager C bei einer Verschiebung f_t bewirkt, gemäß:

$$f_t = \frac{S_B r}{Eh} (\beta - \alpha). \quad (24)$$

Wird wieder die bezogene Verschiebung f^* nach Gl. (2) eingeführt, dann gibt

$$f^* = \frac{S_B}{P} (\beta - \alpha) \quad (25)$$

die gesuchte zweite Beziehung zwischen α und f^* , worin hierin S_B/P nach Gl. (23) und darin H/P nach Gl. (18) eingesetzt werden. Für $\beta = 120^\circ$ und $\beta = \pi$ (geschlossener Kreisringquerschnitt) wurde diese Beziehung

Abb. 5 gestrichelt eingetragen. Für diese Kurven tritt bei dieser Darstellung das Verhältnis h/r zwar in den Formeln, zahlenmäßig aber nicht mehr in Erscheinung. Der Schnittpunkt der Kurven gibt endlich den für Gl. (2) noch fehlenden Winkel α an, um das Biegemoment M_0 unter einer Belastung P zu ermitteln.

Zur Erhöhung der Anschaulichkeit wurden das bezogene Moment M_0 am Scheitel, die Horizontalkraft H am Scheitel und bei B sowie die Umfangskraft S_B des Bogenabschnittes BC in Abb. 6 als Funktion von α dargestellt. Man erkennt, daß die besonders interessierende Biegebeanspruchung M_0 mit dem Winkel 2α , über den sich die Auskleidung nach innen verformt, erheblich zunimmt. Dieser Winkel α nimmt aber sowohl mit der Dicke h der Auskleidung zu als auch mit f^* bzw. der Nachgiebigkeit des Auskleidungsanteils BC und seiner Stützung bei C . In Abb. 5 geben die Schnittpunkte z. B.

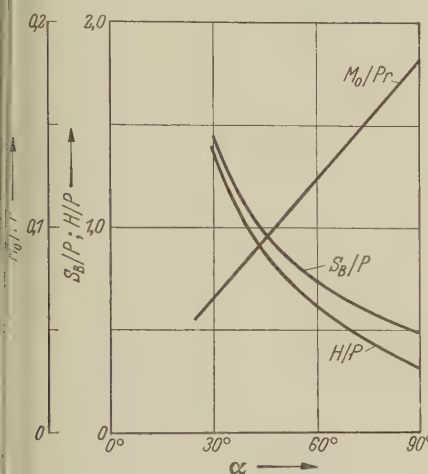


Tabelle 1. Auskleidungswinkel $2\beta = 240^\circ$, Belastung $P = 175 \text{ t/m}$, Tunnelradius $r = 5,0 \text{ m}$, Wanddicke $h = 0,5 \text{ m}$; damit $h/r = 0,1$; $E_{\text{Beton}} = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$

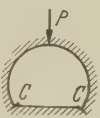
	Verschiebung	$f_t' \left(\frac{Pr}{Eh} \right) = f^*$	α	$\frac{M_0}{Pr}$	σ_0 Biegung	Beanspruchungs- zunahme
	f_t	Bild 5		Bild 6	[kg/cm ²]	%
Feste Fußpunkte C	1,14 mm	1,3	45°	0,095	200	—
Zusätzliche Nachgiebigkeit + 4 mm	5 mm = $h/100$	5,7	59°	0,121	254	+ 27 %
der Fußpunkte C + 34 mm	35 = $h/15$	40	90°	0,18	400	+ 100 %

Abb. 6. Beziehung zwischen dem Winkel α , über den der Bogenabschnitt nach innen verformt wird, und den bezogenen Schnittkräften S_B und H bei Punkt B und dem Biegemoment M_0 am Scheitel 0.

der gestrichelten Kurve für eine Ausführung der Tunnelauskleidung gemäß $\beta = 120^\circ$ den Winkel α an, womit in Abb. 6 die zugehörigen Beanspruchungswerte gefunden werden. Abb. 7 zeigt die Biegebeanspruchung am Scheitel als Funktion der Wanddicke der Auskleidung. Während bei kleinen Verformungen für einen freien gebogenen Stab oder Kreisring die Biegemomente unabhängig vom Querschnitt sind, nehmen diese hier mit der Wanddicke zu. Daher nehmen in Übereinstimmung mit Versuchen die Biegespannungen nicht im Maße der Zunahme des Widerstandsmoments ab. Der Grund hierfür

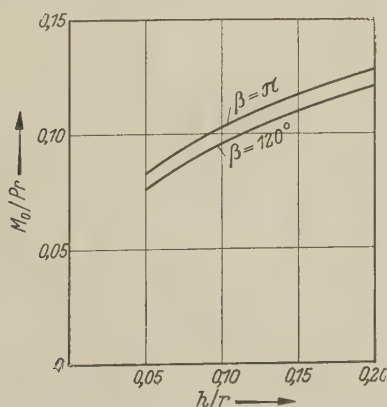


Abb. 7. Beziehung zwischen dem Wanddickenverhältnis h/r und dem maximalen Biegemoment M_0 für eine Tunnelauskleidung über den Winkel $2\beta = 240^\circ$ mit festen Fußpunkten C , und für $\beta = \pi$ (geschlossener Kreisringquerschnitt).

ist darin zu finden, daß der Winkel 2α , über den sich die Auskleidung nach innen verformt, mit der Wanddicke zunimmt, wodurch die Länge des freien Bogens BOB vergrößert wird. Es scheint zunächst dem Gefühl zu widersprechen, daß der nach innen verformte Bereich der Auskleidung mit der Wanddicke vergrößert wird. Es ist aber einleuchtend, daß bei erhöhter Biegesteifigkeit ein größerer Bereich der Auskleidung, jedoch in viel geringerem Maße, verbogen wird.

Nach Abb. 5 und 7 ist für eine kreisförmige Auskleidung ($2\beta = 2\pi$) der Winkel α und damit die Biegebeanspruchung größer, als wenn sich die Auskleidung nur über $2\beta = 240^\circ$ erstreckt. Das ist aber nur bei Annahme unnachgiebiger Widerlager C in letzterem Fall zutreffend. Eine zusätzliche Nachgiebigkeit würde in Abb. 5 die Kurve $\beta = 120^\circ$ nach rechts verschieben, wobei α und damit die Beanspruchung M_0 erhöht wird. Wie groß dieser Einfluß einer Nachgiebigkeit der Fußpunkte C ist, läßt am besten ein Beispiel erkennen (Tabelle 1):

Eine relativ geringe Nachgiebigkeit der Fußpunkte C kann demnach zu einer beträchtlichen Erhöhung der Beanspruchung führen. Bei nachgiebigem Untergrund wäre deshalb der kreisförmig geschlossenen Auskleidung ($\beta = \pi$) der Vorzug zu geben. Einer zusätzlichen Nachgiebigkeit wird in Gl. (17) durch f_2 Rechnung getragen. Ein Spiel Δr durch Schwinden des Betons kann in Annäherung in der Berechnung durch $f_2 = \Delta r \cdot \beta$ Berücksichtigung finden.

Diese empfindliche Reaktion der Beanspruchung auf eine Nachgiebigkeit scheint im Widerspruch zu stehen mit der eingangs gefundenen experimentellen Feststellung, daß die elastische Bettung der Auskleidung vernachlässigt werden kann. Es soll daher abschätzend die Zuverlässigkeit dieser Annahme an obigem Beispiel geprüft werden.

Nach Abb. 6 ist für $\alpha = 45^\circ$ die Umfangskraft $S_B = P$. Damit errechnet sich eine über den Bogen BC radial nach außen wirkende Druckspannung $q = S_B/r$. Wenn diese Radialkraft über einen ganzen Kreisumfang wirken würde, ergäbe sich im Fels eine tangentielle Zugspannung $|\sigma_t| = |q|$ und damit eine radiale Verschiebung $\Delta r = r \sigma_t / E_G$. Damit kann als Abschätzung des Einflusses der elastischen Bettung folgende zusätzliche Verschiebung f_t' eingeführt werden:

$$f_t' \approx \frac{P \pi}{E_G} \quad (26)$$

Mit den Zahlenwerten obigen Beispiels und einem scheinbaren Elastizitätsmodul des Gebirges von nur $E_G = 70\,000 \text{ kg/cm}^2$ errechnet sich $f_t' = 0,8 \text{ mm}$. Bei einer Nachgiebigkeit der Fußpunkte C gemäß obigem Beispiel ist dieser Wert belanglos. Für feste Fußpunkte C oder für eine Auskleidung über einen vollen Kreisumfang ($\beta = \pi$) ergäbe sich eine Erhöhung der Beanspruchung um etwa 5 %, was praktisch vernachlässigbar ist.

Abb. 8 und 9 zeigen als Muster zwei weitere spannungsoptische Aufnahmen. Infolge eines geringen Spieles

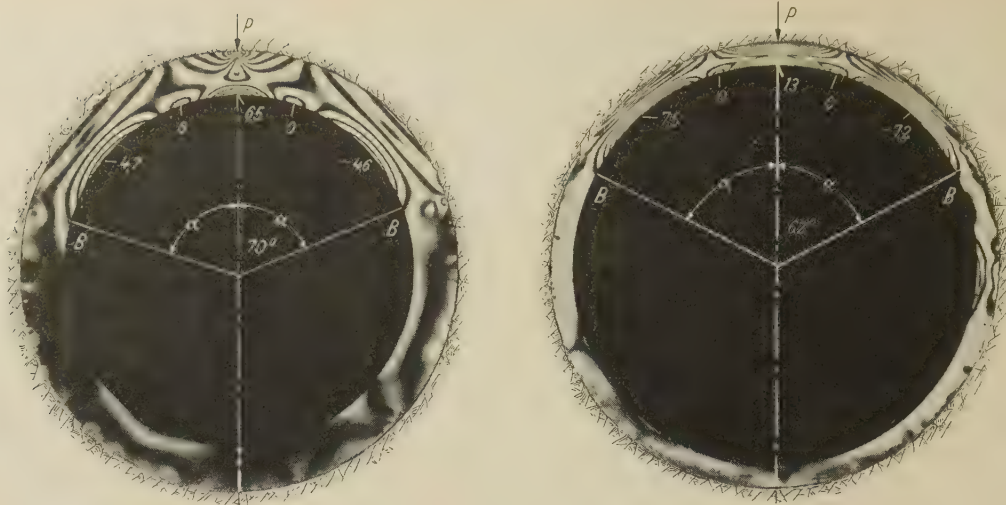


Abb. 8 und Abb. 9. Muster zweier spannungsoptischer Aufnahmen.

sind die Winkel α (und damit die Biegebeanspruchung) größer, als sich nach Abb. 5 für $\beta = \pi$ ergeben würde.

Damit wurde ein umfassender Einblick in die vielfältigen Zusammenhänge gewonnen. Trotzdem empfiehlt

es sich, zur Lösung praktischer Aufgaben ergänzend spannungsoptische Untersuchungen durchzuführen; für Sonderfälle breiter Belastungszonen oder veränderlicher Wanddicke sind Versuche zur Beantwortung der Beanspruchungsfrage unerlässlich.

Lehrgerüstlose vorgespannte Balkenbrücken

Von Dr.-Ing. Hermann Bay, Frankfurt a. M.

1. Allgemeines

Beim Bau von Stadtstraßenbrücken im Zuge moderner, breit angelegter Hauptverkehrsstraßen liegen die Verhältnisse sehr häufig so, daß bei kleiner und mittlerer Spannweite die Aufstellung eines Lehrgerüsts auf die ganze Brückenbreite zu unverhältnismäßig hohen Kosten führen kann. Das ist vor allen Dingen dort der Fall, wo schlechte Untergrundverhältnisse besondere Aufwendungen für die künstliche Gründung des Lehrgerüsts notwendig machen, z. B. bei Brücken über Wasserläufen. Auch bei der Überführung der Straße über ausgedehntes Bahngelände kann es aus betrieblichen Gründen ratsam erscheinen, entweder ganz oder teilweise auf ein Lehrgerüst zu verzichten.

Für solche Fälle hat die Firma Wayss & Freytag A.G. in den letzten Jahren ein Bauverfahren entwickelt, das verschiedentlich mit Erfolg angewandt wurde. Es besteht darin, daß seitlich der späteren Brücke oder in den anschließenden Rampen ein schmales Arbeitsgerüst erstellt wird, auf dem die Hauptträger der Brückentragkonstruktion entweder als Einzelträger oder meist als Zwillingsträger hergestellt werden. Nach Fertigstellung eines Trägerpaares bzw. des Einzelträgers werden diese in der Querrichtung der Brücke verschoben. Das geschieht dadurch, daß mit hydraulischen Pressen die meist vorgespannten Träger auf Rollen aufgesetzt und mit Windenzügen längs bzw. quer zur Brücke verfahren werden. Die Verschieberollen laufen dabei im allgemeinen auf Stahlträgern, die ihrerseits wieder auf den späteren Widerlagern der Brücke aufgesetzt werden. Nach Einfahren der Träger an ihren Ort werden die Träger angehoben, die Rollenlager herausgenommen und die Träger auf ihr endgültiges Lager abgesetzt. Es liegt in der Natur der Bauaufgabe, im allgemeinen nur freiaufliegende Träger zu verwenden, so daß das feste Lager im allgemeinen durch Stahlkipplager oder Betonfedergelenke mit Bleieinlagen gebildet wird, während die beweglichen entweder Stahlgußrollenlager oder Burkhardtsche gepanzerte Rollen sind, die unter Umständen, wenn die entsprechende Kon-

struktionshöhe vorhanden ist, auch durch gepanzerte Pendelgelenke wirtschaftlich ersetzt werden können.

Die Träger selbst werden auf dem bereits erwähnten Arbeitsgerüst zwischen einer öfters verwendeten Schalung hergestellt, so daß schon durch diese häufige Verwendung der Schalung eine gewisse Wirtschaftlichkeit gegeben ist. Sie werden meistens mit nachträglichem Verbund vorgespannt.

Man kann auch bei dem unter 2. beschriebenen Beispiel der Tunnelstraße in Hamburg auf das Arbeitsgerüst ganz verzichten und die Träger unabhängig von der Brückenbaustelle herstellen. Sie werden dann entweder vom Herstellplatz durch Schwerlastwagen zur Einbaustelle transportiert, angehoben und quer verschoben. Man kann aber auch wie bei der Wilhelmsburger Brücke in Hamburg die Träger, wenn sie hinter den Widerlagern hergestellt werden, zunächst in der Längsrichtung der Brücke verschieben und später den Quertransport an ihre endgültige Einbaustelle durch Verschieben auf Rollen vornehmen.

Welche Mannigfaltigkeit in der konstruktiven Lösung und bei der Baudurchführung dabei möglich ist, soll mit der Beschreibung der nachstehend gezeigten Ausführungen dargelegt werden.

2. Unterführung der Tunnelstraße in Hamburg-Veddel

Die bereits zum Teil im Jahre 1939 hergestellten Brückenwiderlager waren ursprünglich für einen Stahlüberbau vorgesehen. Erst 1948/49 konnten die bei Ausbruch des zweiten Weltkrieges unterbrochenen Bauarbeiten zur Einführung der Autobahn in das Hamburger Straßennetz wieder aufgenommen werden. Ein konstruktiver Wettbewerb im Rahmen einer öffentlichen Ausschreibung führte zur Wahl einer vorgespannten Stahlbetonbrücke für die Ausführung. Neben der Wirtschaftlichkeit des konstruktiven Vorschlags der Firma Wayss & Freytag A.G., Hamburg, war dabei entscheidend die gewählte Herstellungsart des Brückenüberbaues, die es ermöglichte, ohne Gerüsteinbauten auszukommen.

Die einzelnen Träger des in Abb. 1 dargestellten Brückenquerschnitts konnten nämlich in Höhe des späteren

Besondere Aufmerksamkeit wurde der konstruktiv einwandfreien Verbindung der Fertigträger mit dem Frischbeton der Fahrbahnplatte gewidmet. Der im Querschnitt trapezförmig ausgebildete Kopf des Trägers (Abb. 3) bindet 5—20 cm stark in die im Mittel 25 cm starke Fahrbahnplatte ein. Schubbügel sorgen für die Verbindung mit dieser Fahrbahnplatte.

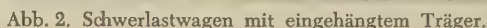


Abb. 3. Querschnitt der Einzelträger.

$$Z = P(a - b) / 4h.$$

Abb. 4a. Zentrisch belasteter Gelenkquader.

$$Z = V_0 (a - b) / 2h.$$

Machen wir den unteren Rand wieder spannungsfrei, wie es tatsächlich der Fall ist, d. h. gehen wir zum exzentrisch

belasteten Trägerende über, so müssen wir die aus dem symmetrischen Gelenkquader errechneten Zug- und Druckkräfte gleich und entgegengesetzt groß am unteren Rande zum Ansatz bringen. Das, was an quer gerichteter Zug-

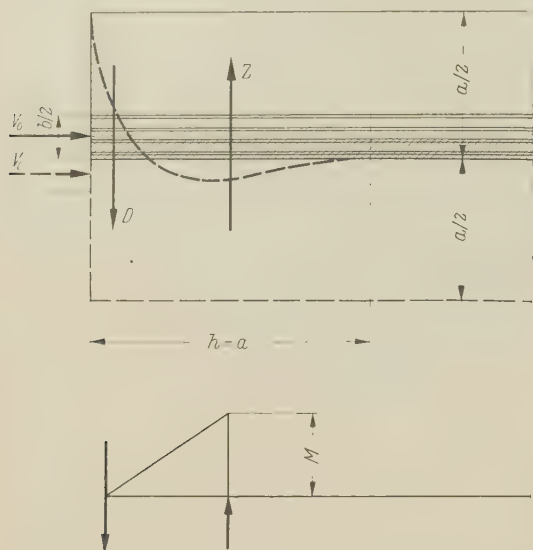


Abb. 4b. Exzentrisch belasteter Gelenkquader.

spannung vorhanden war, muß als Druckspannung eingetragen werden, und die beim Gelenkquader unmittelbar unter der belasteten Gelenkfläche vorhandene Druckkraft muß als Zugkraft eingeführt werden. Die Aufnahme der Druckspannungen als Äquivalent zu den quer gerichteten Zugspannungen beim symmetrischen Gelenkquader macht keine Schwierigkeiten. Die beim Aufschneiden des symmetrischen Gelenkquaders entstehende Druckkraft D wird durch eine ebenso große Zugkraft Z nunmehr ersetzt werden müssen. Mit anderen Worten, wenn nach $a = h$, ist die etwa mit

$$Z = \frac{V_0}{2} \left(1 - \frac{b}{a}\right)$$

angegebene Kraft durch eine besondere senkrecht zur Trägerachse und zu den Vorspanneisen gerichtete Eisen- einlage wieder zu ersetzen. Außerdem wirkt auf das Trägerende ein Moment von

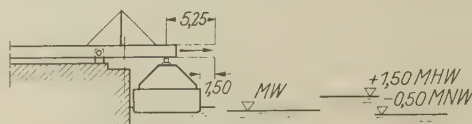
$$M = Z \cdot h/2 = \frac{V_0}{4} (a - b).$$

Da genauere Untersuchungen [2] ergeben haben, daß die von Mörsch ermittelten Werte mit den aus einer

Spannungsfunktion des Parallelstreifens gewonnenen Ergebnissen übereinstimmen, ist auch mit der für den exzentrisch belasteten Gelenkquader angegebenen Berechnungsmethode ein zutreffendes und einfaches Verfahren gefunden.



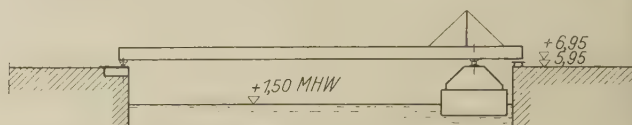
Längstransport des Trägers aus dem Herstellungsbett



Die mit der Flut aufschwimmende Schute hebt den Träger ab, der dann zur Auskragung noch vorgezogen wird



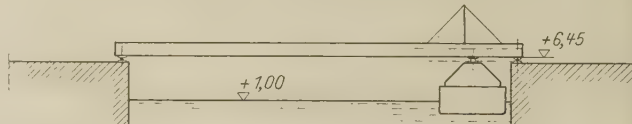
Verfahren der Schute über den Zollhafen



Absetzen des Trägers mit fallendem Wasser



Beiderseitiger Quertransport auf Rollen und Fahrbahnen



Anheben und Einbau des endgültigen Lagers

Abb. 6. Einschwimmvorgänge.

Die Trägerrostwirkung wurde an Hand von Belastungsversuchen auf ihre Wirksamkeit hin geprüft und es wurde festgestellt, daß, bedingt durch die Eigentorsionssteifigkeit der Fertigträger zusammen mit der Druckplatte und den

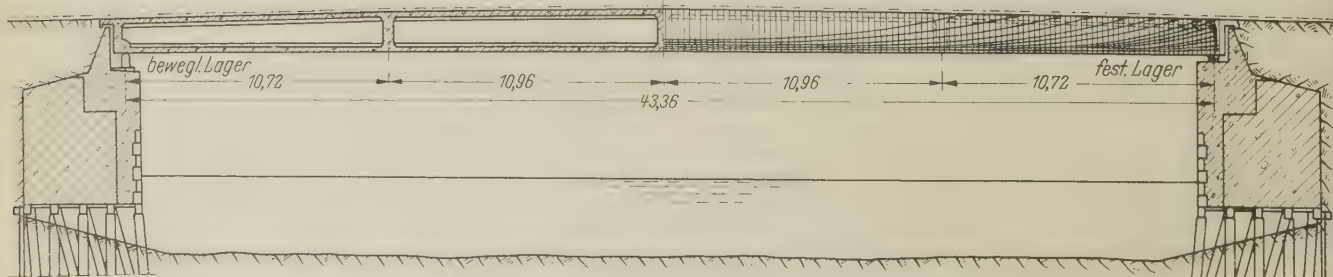
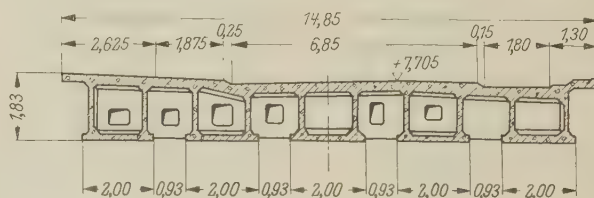


Abb. 5. Längs- und Querschnitt Wilhelmsburger Brücken.

aussteifenden Querträgern, eine Verteilung von Einzel-
lasten in Querrichtung der Brücke in dem Ausmaß so zu-
stände kam, wie sie in einer Hohlplatte mit oberer und
unterer durchgehender Abschlußplatte vorhanden ist.

3. Die erste und zweite Wilhelmsburger Brücke in Hamburg

Im Jahre 1951 wurde im Auftrag des Tiefbauamtes
der Hansestadt Hamburg, Abteilung Brücken- und In-
genieurbau, die erste und im folgenden Jahr die zweite
Wilhelmsburger Brücke gebaut, deren Querschnitt und
Längsschnitt aus Abb. 5 zu ersehen sind. Hier wurde das
Tragsystem aus fünf kastenförmigen, zu Zwillingsträgern
zusammengeschlossenen Hauptträgern gebildet, die auf
dem Rücken der anschließenden Widerlager nacheinander
hergestellt und in Längsrichtung der Brücke unter Aus-
nutzung des Tidehubs derart verschoben wurden, daß, wie



Abb. 7. Einschwimmvorgänge.

aus Abb. 6 zu ersehen ist, ein Schwimmponton unter das
zunächst hervorragende Trägerende gefahren, bei steigendem
Wasser die Träger angehoben und mittels Seilzügen
und Winden die Schuten nach dem anderen gegenüber-
liegenden Widerlager verschoben wurden (Abb. 7). Das
landseitige Ende des Trägers wurde auf Rollen gesetzt,

die auf der vorher für die Fertigung des Trägers benütz-
ten Unterlage, einer Betonplatte, abrollten. Das Schema
der einzelnen Phasen der Montage der Einzelträger ist aus
Abb. 6 zu ersehen.

Die fünf kastenförmigen Träger sind durch drei
Querträger in Abständen von 10,72 bzw. 10,96 m nach
Versetzen aller fünf Kastenträger verbunden worden, die
an ihrer Unterseite in einer quer durch die Brücke ver-
laufenden Vorspannung, bestehend aus 45 Bündeln $\phi 5$
vorgespannt wurden. Die eigentliche Fahrbahnplatte
wurde aus B 600 an Ort und Stelle hergestellt, die Fertig-
träger aus B 450. Da die spätere Fahrbahnplatte für die
kastenförmigen Träger bereits den Obergurt bildete und
zusammen mit den Fertigträgern hergestellt wurde, blieb
nur noch ein schmaler Streifen zwischen zwei Kasten-
trägern aus Ortbeton im Zusammenhang mit den eben-
falls örtlich hergestellten Querträgern übrig. Durch ent-
sprechende Anordnung von Schubverzahnungseisen wurde
für eine gute Verbindung der an Ort und Stelle hergestell-
ten Betonplatte mit dem alten Fertigbeton gesorgt. Die
festen Lager wurden durch Stahlplatten gebildet, die be-
weglichen waren gepanzerte Burkhardtsche Pendel-
gelenke. Die Brücke stellt mit einem Verhältnis von 1 : 34
als Verhältnis zwischen Konstruktionshöhe und Spannweite
die zur Zeit schlankste Stahlbetonbrücke der Brücken-
klasse 60 dar.

Die Träger hatten im Maximum ein Gewicht von 140 t
je Träger, wovon etwa die Hälfte auf die landseitigen
Rollen bzw. auf den Ponton entfiel.

Am fertigen Bauwerk wurden eingehende Belastungs-
und Schwingungsversuche durchgeführt, über die an an-
derer Stelle berichtet wurde [3]. Das Ergebnis sei hier
kurz wiederholt:

a) Die rechnermäßige und tatsächliche Durchbiegung
stimmte verhältnismäßig gut überein. Eine in bezug auf
die Längsachse der Brücke exzentrische Laststellung be-
stätigte die Wirkungsweise des Rostes bzw. das näherungs-
weise Verhalten desselben wie ein Hohlquerschnitt. In
dieser Hinsicht sind die Ergebnisse identisch mit denen,
die wir bereits an der Tunnelstraße erwähnt haben.

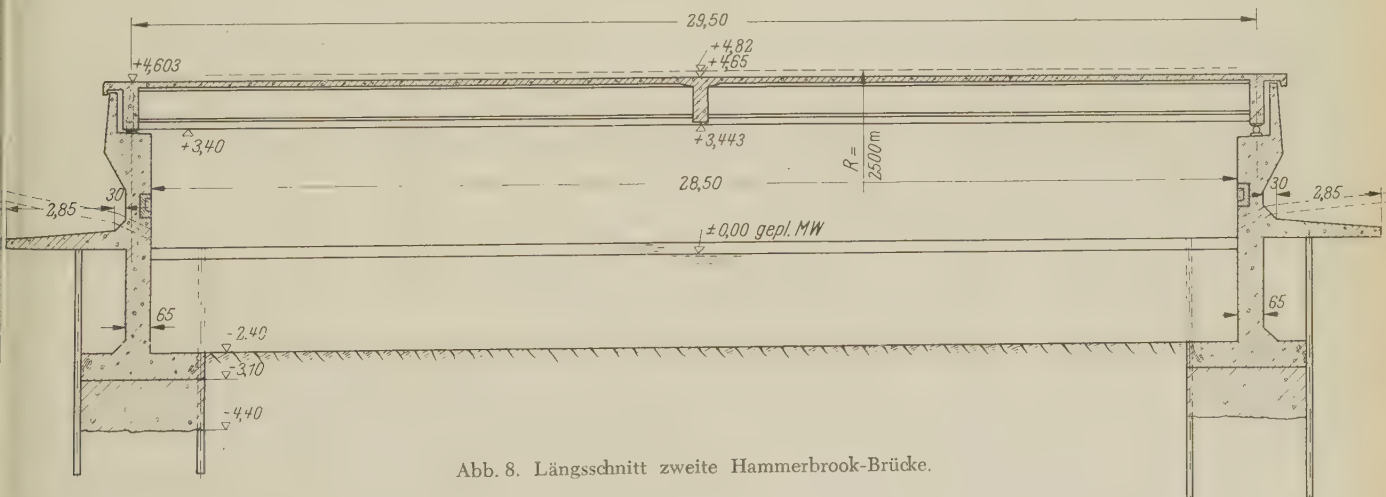


Abb. 8. Längsschnitt zweite Hammerbrook-Brücke.

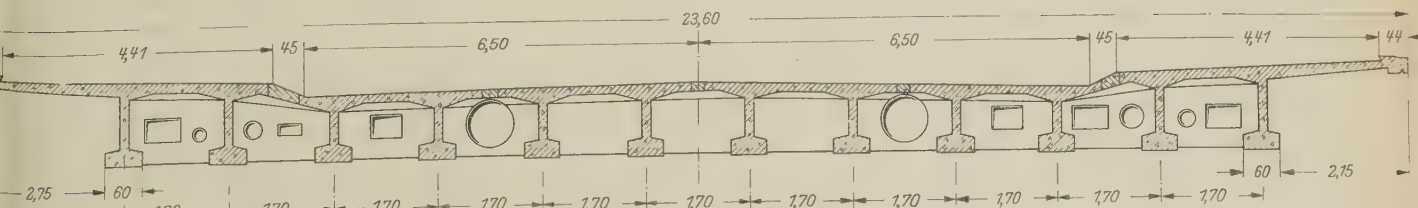


Abb. 9. Querschnitt zweite Hammerbrook-Brücke.

b) Die gerechnete und tatsächliche Eigenfrequenz (annähernd 2 Hertz) stimmten sehr gut überein. Die Brücke selbst hat wegen einer relativ geringen Massenbelegung je m² Grundriß einen nur sehr geringen Dämpfungsfaktor, der etwa identisch ist mit demjenigen einer Stahlbrücke gleicher Art.

4. Die zweite Hammerbrook-Brücke

Im Jahre 1952 wurde die zweite Hammerbrook-Brücke über den Mittelkanal in Hamburg (Abb. 8) vom Tiefbau-

sechs Doppelträger, berechnet für die Lastenklasse 60, hergestellt und verlegt bei einem Einzelgewicht der Träger von rd. 90 t.

5. Brücke über das Nicolaifleet im Zuge der Ost-West-Achse in Hamburg (Tiefbauamt der Hansestadt Hamburg)

Im Jahre 1953/54 wurde die in Abb. 10 dargestellte Brücke über das Nicolaifleet mit einer Lichtweite von 29,60 m bei einer Gesamtbrückenbreite von 36,80 m gebaut. Die relativ große Brückenbreite legte auch hier nahe,

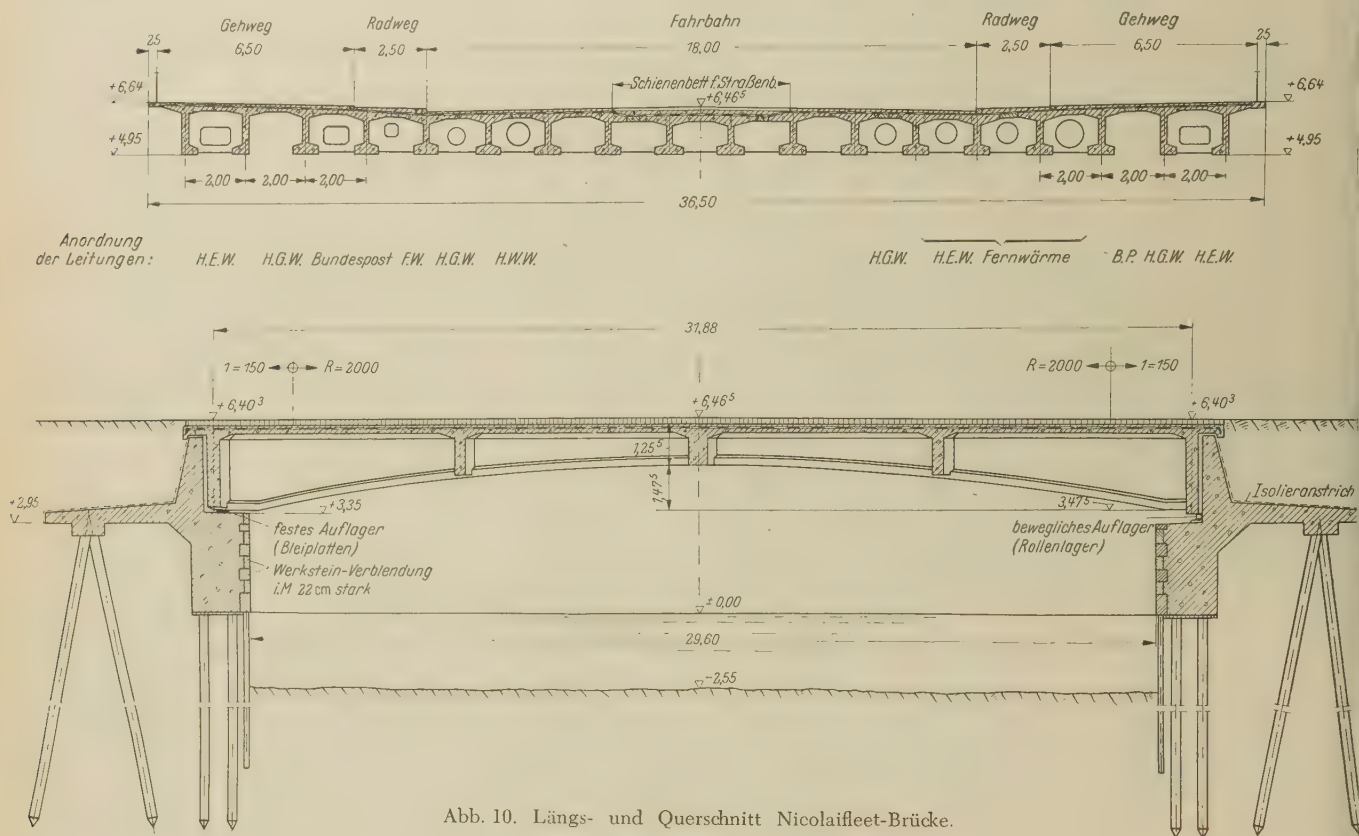


Abb. 10. Längs- und Querschnitt Nicolaifleet-Brücke.

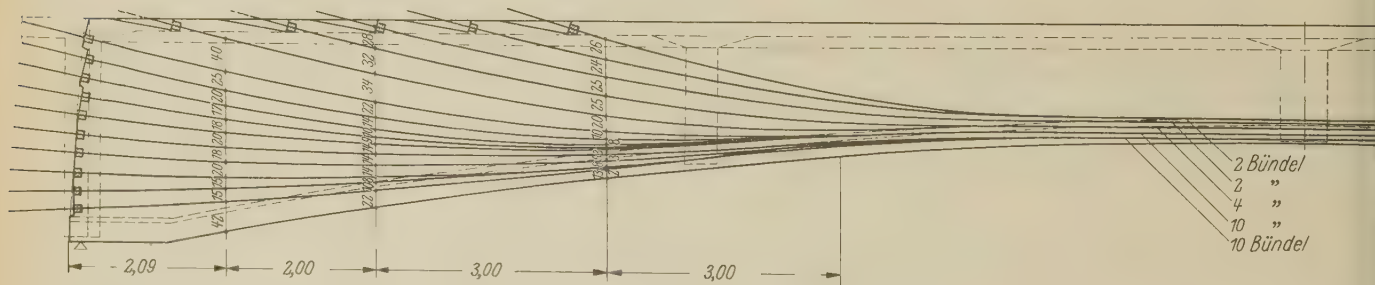


Abb. 11. Bündelbewehrung.

amt der Hansestadt Hamburg ausgeschrieben und das Verfahren der Wayss & Freytag A.G. für die Ausführung gewählt, wonach die im Zuge der neuen Brücke liegende alte Brücke über den Mittelkanal nur teilweise abgebrochen und an Stelle eines Lehrgerüsts die alte Brückenfahrbahn auf eine Breite von 3 m als Arbeitsgerüst benützt wurde. Auf diesem Arbeitsgerüst wurden die aus Abb. 9 ersichtlichen Träger zu Zwillingsträgern zusammengefaßt und jeweilig auf dem Arbeitsgerüst seitlich der Brücke hergestellt und quer verschoben. Wegen der beschränkten Bauhöhe von nur 1,20 m bei einer Stützweite von 29,50 m — also einem Pfeilverhältnis von 1:24,6 — wurde auch in diesem Fall der Kastenquerschnitt gewählt, jedoch genügte statisch die Trägerrostwirkung mit einer lastverteilenden Querscheibe in der Feldmitte. Insgesamt wurden

auf das Lehrgerüst zu verzichten und lediglich ein Arbeitsgerüst herzustellen, auf dem wiederum Zwillingsträger vom Typ der Hammerbrookbrücke nach Abb. 9 hergestellt und quer an ihre Einbaustelle verschoben wurden. Für den geschwungenen Untergurt der Brücke waren zunächst formale Gesichtspunkte maßgebend. Zunehmende Trägerhöhe bei abnehmenden Momenten ist bekanntlich für die Größe der Schubspannung nicht vorteilhaft. Bei der Wahl einer Vorspannung jedoch ergibt sich bei Erhöhung des Auflagerquerschnitts gegenüber der Feldmitte eine nicht ungünstige Wirkung dadurch, daß die Bündel für die Vorspannung strahlenförmig auseinandergezogen werden können und so bereits in der Gegend der geringen Momente, jedoch großen Querkkräfte eine nahezu zentrische Verteilung der Vorspannkraft unmittelbar hinter dem Auflager

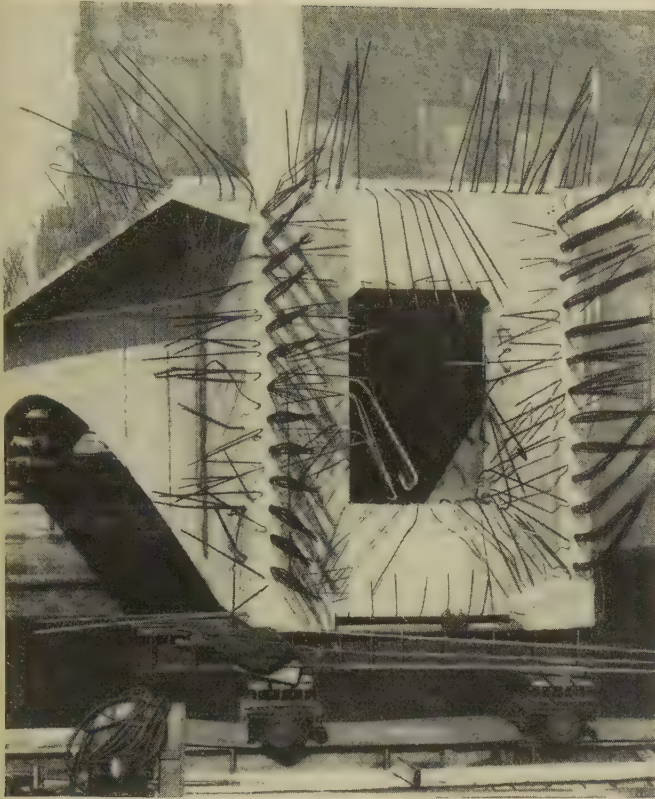


Abb. 12. Querverschieben eines Trägers.

erreicht werden kann, was die ungünstige Wirkung ansteigender Trägerhöhe bei abnehmenden Momenten wieder ausgleicht, ja sogar teilweise in das Gegenteil verkehrt. Die Bewehrung der Träger ist aus Abb. 11 ersichtlich. Die Träger erhielten in den Viertelpunkten Querträger, die an den Untergurten vorgespannt wurden. Abb. 12 zeigt den Zustand des seitlichen Verschiebens eines kastenförmigen Trägers auf seinen Rollenlagern.

6. Die Bahnüberführung Hattingen

Um die Anzahl der Fertigträger auf ein Minimum zu beschränken, wurde bei der Hattinger Brücke, die 1954/55

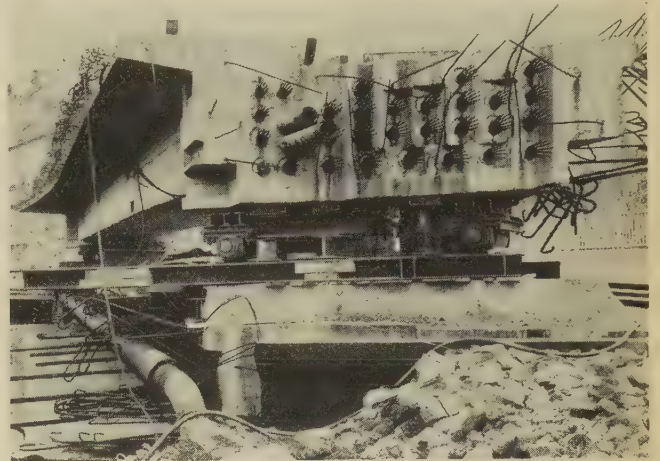


Abb. 14. Querverschieben eines Trägers.

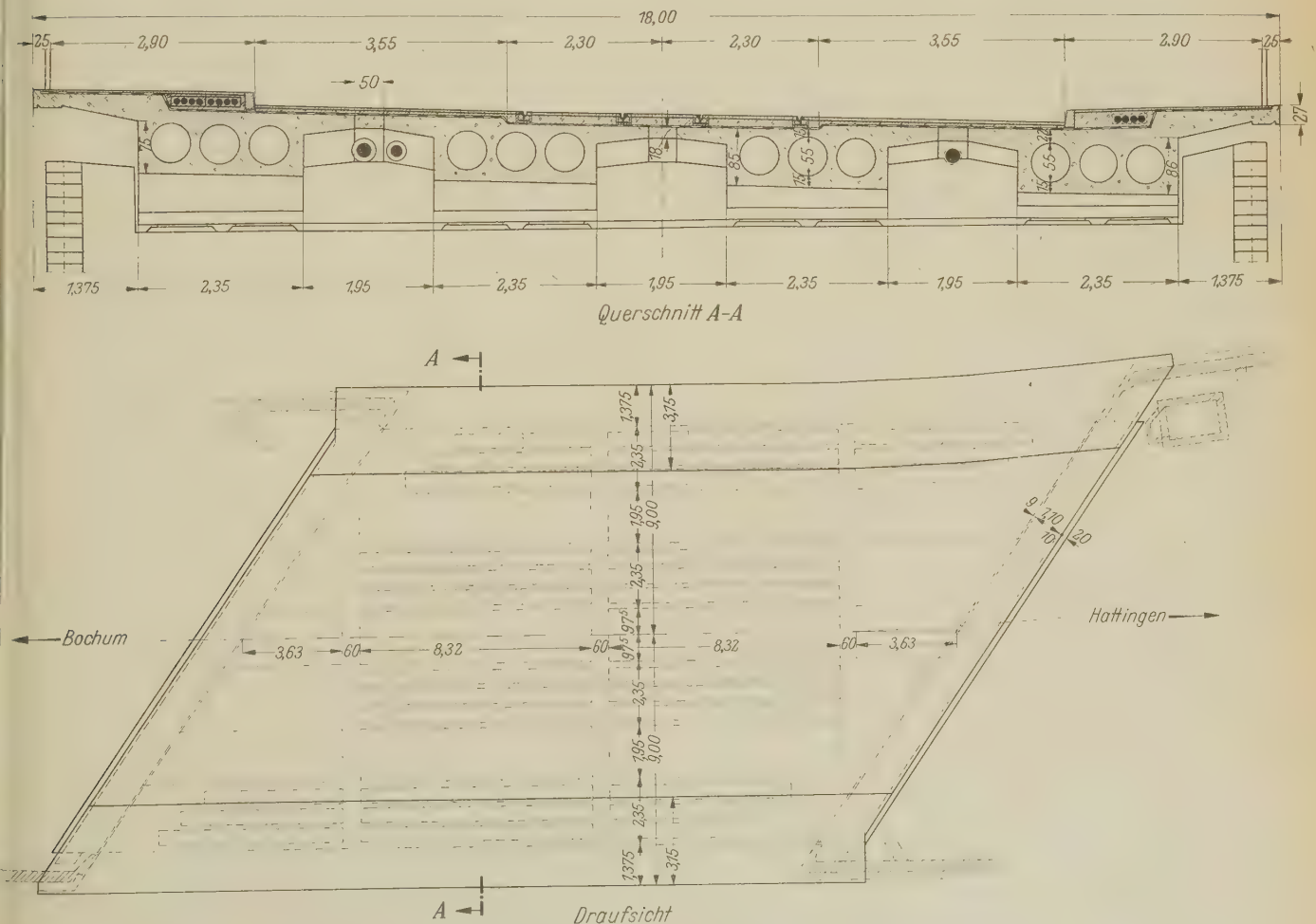


Abb. 13. Querschnitt und Grundriß Brücke Hattingen.

durch die Firma Wayss & Freytag A.G., Niederlassung Essen, für den Landschaftsverband Westfalen-Lippe ausgeführt wurde, zu dem Querschnitt der Abb. 13 gegriffen, in dem vier Trägerkasten von 2,35 m Breite zu einer Hohlplatte mit zylindrischen Aussparungen zusammengefaßt wurden, die nach dem Versetzen durch drei aussteifende Querträger verbunden wurden.

Der Konstruktionsentwurf stammt von der Wayss & Freytag A.G., Niederlassung Essen, und ist in seinen Einzelheiten durch das Statische Büro Professor Pirlet unter-

der Träger auf einem seitlich der Brücke erstellten Arbeitsgerüst. Das Querverschieben wurde wieder mit den von den Hamburger Ausführungen her bewährten Rollenlagern vorgenommen, die ihre Abwälzbahn auf Stahlträgern hatten, die auf die Auflager aufgesetzt wurden (Abb. 14).

7. Die Amsinckstraßenbrücke

Die für die Freie und Hansestadt Hamburg, Tiefbauamt, Abteilung Brücken- und Ingenieurbau, hergestellte Amsinckstraßenbrücke (Abb. 15) ist insofern ein Sonderfall

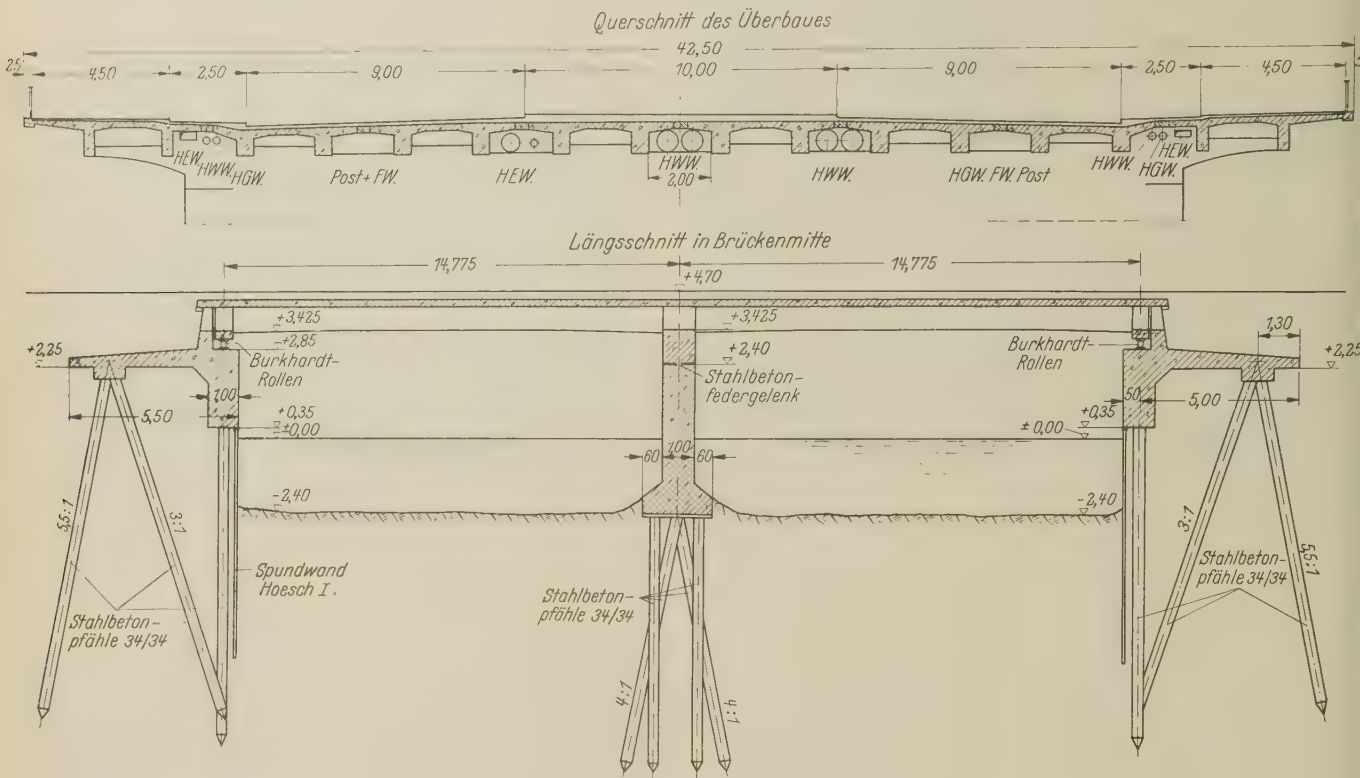


Abb. 15. Längs- und Querschnitt Amsinckstraßenbrücke.

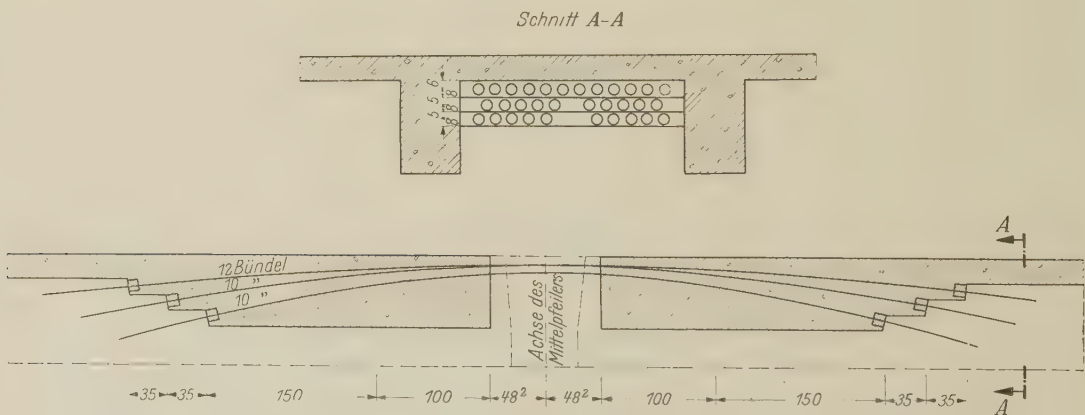


Abb. 16. Zusammenspannen der beiden Träger über der Mittelstütze der Amsinckstraßenbrücke.

sucht worden. Voruntersuchungen zeigten, daß bei einer schiefen Brücke wie der vorliegenden es wirksamer ist, die aussteifenden Querträger nicht parallel zu den Widerlagern, sondern normal zu den Trägerachsen zu legen. Diese querversteifenden Träger wurden bei der Brücke Hattingen nicht vorgespannt, sondern durch schlaife Schubzerrungsseisen bewehrt. Auch hier erfolgte die Herstellung

als hier ein Zweifeldbalken aus Fertigträgern durch Verschieben der Einfeldzwillingsträger ausgeführt wurde. Bei einer Spannweite der Einfeldfelder von $2 \times 14,78$ m hatte der Gesamtüberbau eine Breite von 42,5 m, so daß sich auch hier empfahl, gerüstlos unter Verwendung des seither erprobten Bauverfahrens zu arbeiten. Die zunächst als Einzelträger hergestellten Hauptträger für die beiden Öff-

steht, wird die gesamte Fahrbahntafel in drei Bauabschnitten hergestellt. Dies erfolgt so, daß zunächst paarweise die beiden äußeren Träger mit der Fahrbahnplatte auf eine Breite von 12,12 m Zug um Zug auf dem Arbeitsgerüst hergestellt und seitlich verschoben werden. Der mittlere Träger kann ohne Verschieben direkt an Ort und Stelle auf dem Arbeitsgerüst hergestellt werden. Die 50 cm breiten Schlußblöcke werden nach Fertigstellung des mittleren Trägers geschlossen. Die Verschiebung der Abschnitte 1 und 2 erfolgt auf Rollbahnen, die durch je einen 50 cm breiten, 20 mm starken Blechstreifen gebildet sind. Die Walzen sind zu je drei Stück in Führungskästen zusammengefaßt, die ihrerseits wieder durch Klammern verbunden werden. Für jedes Auflager sind zum Umsetzen ein zusätzlicher Führungskasten und zusätzliche Walzen vor-

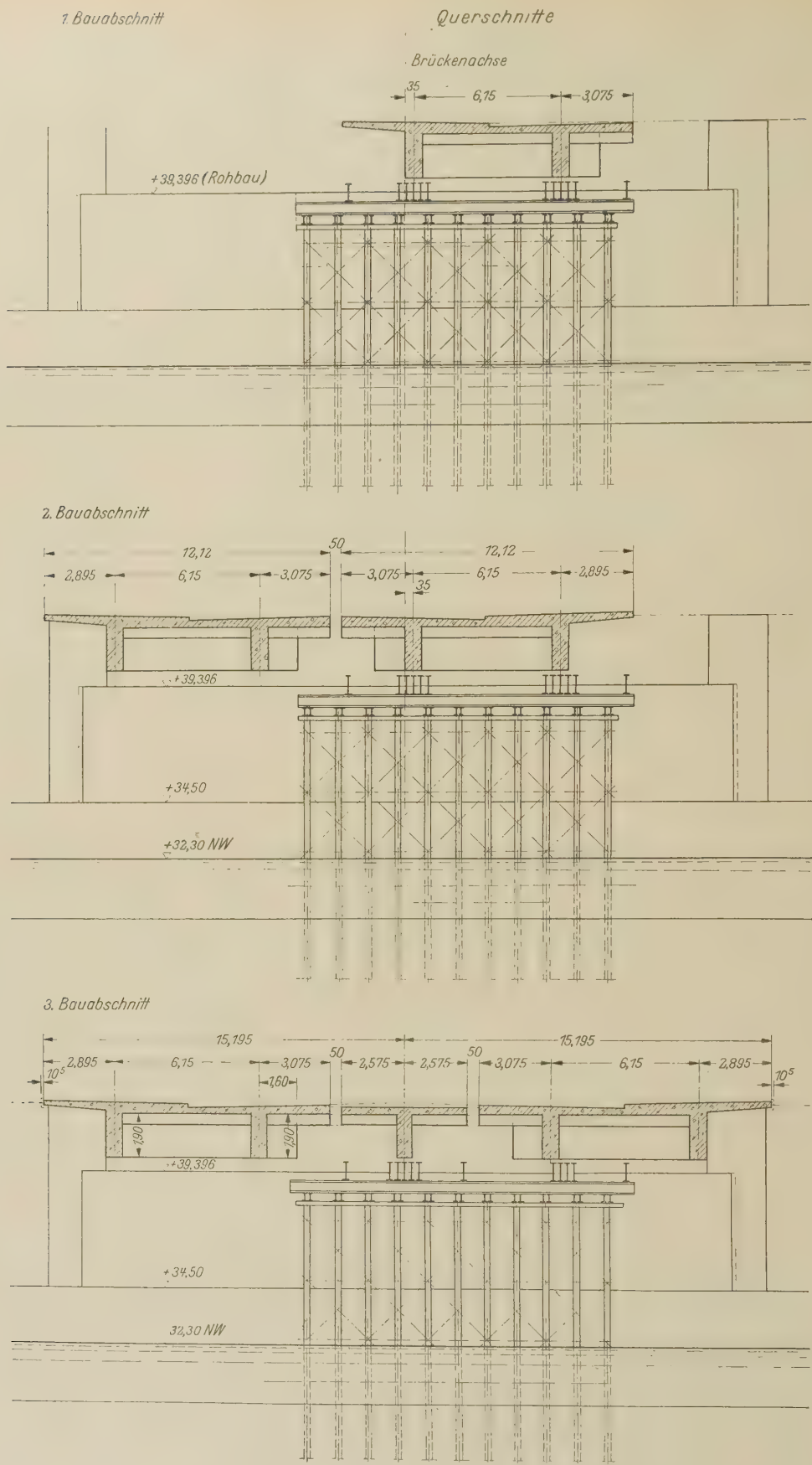


Abb. 20. Arbeitsgänge (Friedrich-von-Moltke-Brücke).

gesehen. Das seitliche Verschieben der beiden äußeren Abschnitte erfolgte mit Windenzügen von 10 t. Der Einbau der beweglichen und festen Lager erfolgte durch Untersetzen von hydraulischen Hebetöpfen, nachdem der Träger in seine endgültige Lage gebracht war.

Literatur

1. E. Mörsch: Eisenbetonbau I, 2, 6. Aufl. Stuttgart 1929, S. 464.
2. H. Bay: Der wandartige Träger auf unendlich vielen Stützen, Ing.Archiv 3 (1932) S. 437.
3. H. Bay: Schwingungsmessungen an vorgespannten Bauwerken, Bautechnik 31 (1954) S. 255.

Kurze Technische Berichte

Versuche mit Intrusion-Prepakt Schwerbeton Schwere Zuschlagstoffe

Die Entstehung der Kernenergie-Industrie stellt den Betoningenieur vor die Aufgabe, biologische Schutzanlagen für Kernreaktoren, Partikelbeschleuniger und radiologische Laboratorien auf wirtschaftliche Weise zu errichten. In verschiedenen Quellen wird angegeben, daß sich in den USA Schwerbeton einschließlich Schalungs- und Betonierkosten gewöhnlichem Beton nicht nur als in wirtschaftlicher Hinsicht gleichwertig, sondern oft als überlegen erwiesen hat. Trotz der höheren Preise und Transportkosten für schwere Zuschlagstoffe und der schwierigeren Verarbeitbarkeit von Schwerbetonmischungen kann die Verringerung der erforderlichen Schutzwanddicke zu bedeutenden Ersparnissen führen.

Bei dem Bemühen, in einem bestimmten Gebiet einen relativ billigen Beton relativ hoher Dichte herzustellen, sind zunächst Dichte und Preis geeigneter verfügbarer schwerer Zuschlagstoffe zu erkunden. Kosten für das Brechen der Zuschläge in geeignete Korngrößenanteile und für den Transport sind dem Preis zuzuschlagen.

Hohe Dichte kann bei Verwendung von Stahl — oder Eisenstücken als grobe Zuschläge ohne weiteres erzielt werden, jedoch verbieten die sehr hohen Kosten in der Regel die Anwendung metallischer grober Zuschlagstoffe bei massigen Strahlungsschutzanlagen. Von den im Handel befindlichen schweren Erzen hat sich Baryt als schwerer Zuschlagstoff als sehr zufriedenstellend und relativ billig erwiesen. Seine Verwendung wird in den USA als für den Bau massiger Strahlungsschutzanlagen besonders geeignet empfohlen [1].

Grob gebrochener Baryt (BaSO_4 -Gehalt $> 90\%$) hat ein spezifisches Gewicht von etwa $4,16 \text{ g/cm}^3$ und einen Porenraum von etwa 40% , so daß in 1 m^3 Beton etwa $2,5 \text{ t}$ grober Barytzuschlag untergebracht werden können. Wenn beispielsweise ein Beton von $4,4 \text{ t/m}^3$ Dichte gewünscht wird, muß der Porenraum von $0,4 \text{ m}^3$ mit $1,9 \text{ t}$ Mörtel gefüllt werden, d. h. der Mörtel muß eine Dichte von $4,8 \text{ t/m}^3$ haben. Die Dichte von Mörtel aus gewöhnlichem Betonsand, Zement und Wasser beträgt etwa $2,1 \text{ t/m}^3$. Bei Verwendung von Barytsand kann die Dichte auf $2,6 \text{ t/m}^3$ gehoben werden und bei Verwendung von feinem Eisenschrot auf $4,8 \text{ t/m}^3$.

Das Intrusion-Prepakt Verfahren

Bei dem Intrusion-Prepakt Verfahren werden sauber gewaschene gröbere Zuschläge mit einem Korndurchmesser $> 12 \text{ mm}$ in die Schalung eingebracht und durch Rütteln verdichtet. Es entsteht ein tragendes Kornskelett, in das durch Rohre von unten her ein besonderer Mörtelbrei einströmen gelassen wird. Die freien Zuschläge für diesen Mörtel haben eine Korngröße $< 1,2 \text{ mm}$. Außer Zement, Sand und Wasser enthält der Mörtel „Alfesil“ und „Intrusion Aid“.

„Alfesil“ ist die Handelsbezeichnung einer besonders aufbereiteten Flugasche, die 30 bis 50% des sonst benötigten Zementes ersetzt. Das feine Silikatpulver verhindert im Mörtelbrei die Zusammenballung der Zementpartikel und setzt die Wasserabscheidung herab; mit dem während des Abbindeprozesses freiwerdenden Kalk geht es eine unlösliche, die Festigkeit erhöhende Verbindung ein. Der in sehr kleinen Mengen zugesetzte Hilfsstoff „Intrusion Aid“ verhindert das frühe Erstarren des Mörtels; weiter wirkt es dadurch als Verflüssiger, daß es die festen Teilchen in Suspension hält, und schließlich setzt es eine geringe Menge Wasserstoff frei, so daß der Mörtel etwas quillt [2].

Die Vorteile des Intrusion-Prepakt Verfahrens für das Einbringen von Schwerbeton für Strahlungsschutzanlagen sind: a) Schwere Misch- und Transportgeräte sind nicht erforderlich, nur etwa 40% der gesamten Betonmenge braucht durch die Mischmaschine zu laufen; b) Zuschläge von unterschiedlichem spezifischen Gewicht können ohne wesentliche Absonderung eingebracht und verdichtet werden; c) Beton von gleichförmigem Gefüge läßt sich ohne weiteres auch in schwer zugänglichen Bereichen und um eingebettete Installationseinsätze herum herstellen, wobei durch die dichte Lagerung der groben Zuschlagstoffe die zur Füllung der Hohlräume erforderliche Mörtelmenge gering gehalten wird; d) der Porengehalt des erhärteten Betons ist ein Minimum und e) die Lage der eingebetteten Installationseinsätze kann vor Beginn des Mörtelpompens nachgemessen und justiert werden [3].

In den USA wird das Einbringen des Betons nach dem Intrusion-Prepakt Verfahren in Betracht gezogen, wenn die Strahlungsschutzanlage zwar ziemlich frei von Installationseinsätzen ist, die Schalung jedoch so komplizierte Gestalt hat, daß der Zugang nicht zu allen Teilen ohne Schwierigkeit möglich

ist. Wenn Anzahl oder Anordnung der Installationseinsätze in der Schalung das Einbringen der Betonmischung von oben und die Überwachung der Arbeit erheblich erschweren würde, gelangt das Intrusion-Prepakt Verfahren zur Anwendung. Für Strahlungsschutzanlagen für Kernreaktoren gelangt das Verfahren in den letzten Jahren automatisch zur Anwendung [1].

Die MIT-Versuche

Das 1950/51 im Building Materials Research Laboratory des Department of Building Engineering and Construction am Massachusetts Institute of Technology durchgeführte umfangreiche Versuchsprogramm diente zur Untersuchung der Eignung des Intrusion-Prepakt Verfahrens zur Herstellung von Schwerbeton und der Eigenschaften verschiedener auf diese Weise hergestellter Schwerbetone. Die Versuchsergebnisse werden im folgenden in zusammengefaßter Form mitgeteilt.

Versuchungsverfahren

Das Prepakt-Beton Verfahren benutzt zur Bestimmung der geeigneten Mörtelsteife einen Fließkegel (Abb. 1). Der Kegel wird mit Mörtel gefüllt und die Ausflußzeit gemessen. Bei normalem Mörtel hat die pumpfähige Konsistenz eine Ausflußzeit von 15 bis 20 Sekunden. Da schwere Mörtel nicht ohne weiteres nach dieser Methode beurteilt werden können, wurde die Mörtelsteife nach dem Augenschein des Prepakt-Ingenieurs festgelegt. Die Bestimmung der Wasserabscheidung und des Quellmaßes des Einpreßmörtels erfolgt in einem Standzylinder, in dem drei Stunden nach dem Einfüllen von 200 cm^3 Mörtel die Wasserabscheidung und Quellung abgelesen wird. Dichte und Druckfestigkeit wird nach üblichen Verfahren ermittelt.

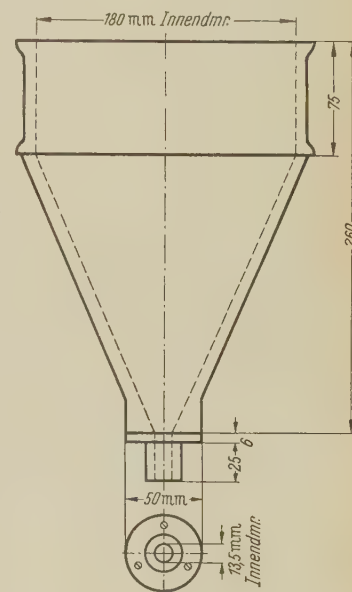


Abb. 1. Fließkegel.

Als Prüfkörper wurden nach dem Prepakt-Verfahren $15 \times 30 \text{ cm}$ Zylinder und Würfel mit 30 cm Kantenlänge hergestellt. Alle Würfelformen enthielten mittig und waagrecht ein Rohr von $25 \text{ mm } \phi$,

um festzustellen, ob an der Unterseite Wasserabscheidung erfolgt.

42 Tage nach der Herstellung wurden die Würfel in vier Scheiben senkrecht zum eingebetteten Rohr zersägt und nacheinander mit A, B, C und D bezeichnet (A und D sind die äußeren Scheiben). Eine der äußeren Scheiben wurde zur Messung der Wärmeleitfähigkeit verwendet. Die beiden inneren Scheiben wurden nach Begutachtung in vier Prismen von $30 \times 7,6 \times 7,6 \text{ cm}$ zersägt unter Ausschluß des mittleren, das Rohrstück enthaltenden Teiles. Zwei dieser Prismen wurden zur Messung der Wärmedehnung einseitig auf etwa 105°C erhitzt, während die andere Seite der Laborluft ausgesetzt blieb. Die übrigen sechs Prismen wurden bis zu einem Alter von 90 Tagen in einer feuchten Kammer bei 24°C und 95% relativer Luftfeuchtigkeit aufbewahrt. Dann wurden zwei dieser Prismen zusammen mit den beiden für die Wärmedehnungsmessungen verwendeten einem Biegebruchversuch unterworfen und der Bruchmodul errechnet. Aus den beiden Enden wurden Quader von $7,6 \times 7,6 \times 7,0 \text{ cm}$ gesägt, die auf Druckfestigkeit geprüft wurden.

Von jeder Prepakt-Beton-Mischung wurden fünf Zylinderprüfkörper angefertigt, von denen zwei im Alter von 42 Tagen und die übrigen drei im Alter von 90 Tagen dem Druckversuch unterworfen wurden. Von jeder Mörtelmischung wurden $10 \times 20 \text{ cm}$ Zylinderprüfkörper hergestellt, die nach 90 Tagen auf Druckfestigkeit geprüft wurden. Für den Vergleich mit IP 11 wurde ein Prüfkörpersatz NC 11 aus Kiesbeton in üblicher Weise hergestellt.

Versuchsergebnisse

Versuche mit Mörtelmischungen ergaben: 1. Zugabe von einer geringen Menge Löschkalk ergibt einen zäher zusammen-

hängenden Mörtel von besserer Pumpfähigkeit, verringert die Wasserabscheidung, vergrößert die Quellung und setzt die Dichte etwas herab. 2. Mörtel ohne Zusatz von Intrusion Aid schwindet stark, ist leichter und von geringerer Druckfestigkeit. 3. Erhöhung der Intrusion Aid-Zugabe über die Standardmenge von 0,14 Teilen pro 10,0 Teilen Zement hat keinen Einfluß auf

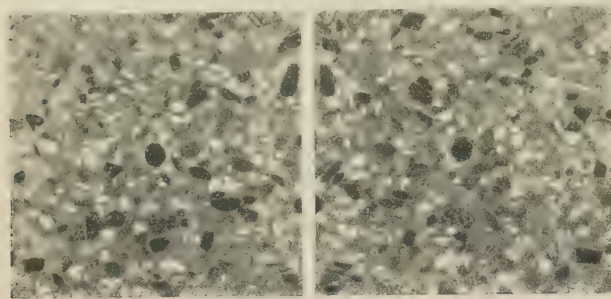


Abb. 2. Intrusion-Prepakt Beton mit gewöhnlichem Kies und Sand als Zuschlägen (IP 11, Platte C und D).

die Mörtel Eigenschaften. 4. Zugabe einer geringen Menge Al-Pulver verursacht große Quellung und verringert die Mörtel-dichte sehr.

Die Schnittflächen der nach dem Intrusion-Prepakt Verfahren hergestellten Würfel lassen in allen Fällen eine ausgezeichnet gleichmäßige, dichte Verteilung der groben Zuschläge erkennen und ein vollkommen sattes Umschließen der Körner

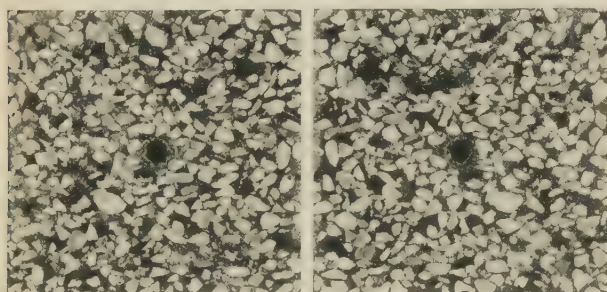


Abb. 3. Intrusion-Prepakt Beton mit grob und fein gebrochenem Baryt als Zuschlägen (IP 22, Platte C und D).

durch den Einpreßmörtel ohne Porenbildung im Mörtel und ohne Wasserabscheidung an den Zuschlägen oder unter dem Rohr. Abb. 2 bis 6 zeigen einige Schnitte.

Zu Vergleichszwecken nach dem Verfahren alternierend eingebracht und gerüttelter Schichten von grobem Zuschlag und Mörtel hergestellte Prüfkörper wiesen eine mangelhafte Verteilung der groben Zuschläge und übermäßige Porenbildung auf.

Die Versuche mit Prepakt-Beton erfassen einen Dichtebereich von $2,4 \text{ t/m}^3$ bis $6,2 \text{ t/m}^3$. Die wichtigsten Versuchsergebnisse sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

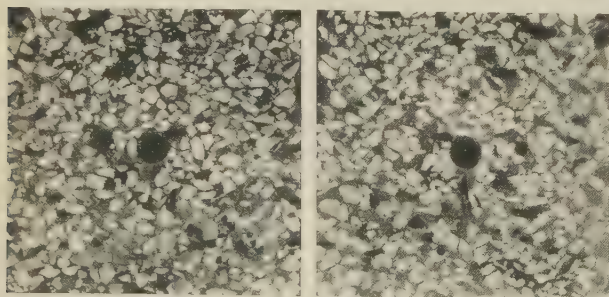


Abb. 4. Intrusion-Prepakt Beton mit grob gebrochenem Baryt und feinem Eisenschrot als Zuschlägen (IP 23, Platte C und D).

Der schwerste hergestellte Beton hat eine Dichte von $6,2 \text{ t/m}^3$. Die vollständige Versuchsreihe konnte mit diesem Beton nicht durchgeführt werden, jedoch schien er von befriedigender Güte zu sein. Gegen den Beton sprechen die sehr hohen Materialkosten.

Solange die Betondichte unter $3,6 \text{ t/m}^3$ liegt, sind die Materialkosten relativ gering. Jedoch ist dies etwa die maximale Dichte, die mit mineralischen Zuschlägen erzielt werden kann (von der Verwendung von Bleierzen wird abgesehen); zur Erzielung höherer Betondichten sind metallische Zuschläge erforderlich, die die Betonkosten je t beträchtlich erhöhen. Ob

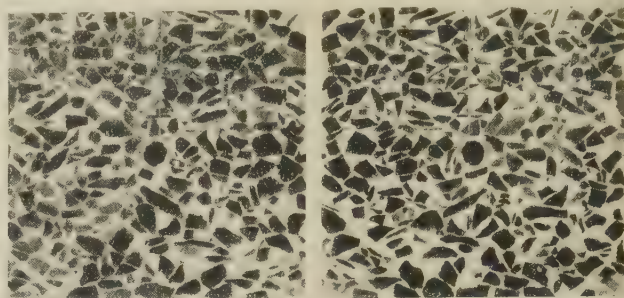


Abb. 5. Intrusion-Prepakt Beton mit grob gebrochenem Taconit und feinem Eisenschrot als Zuschlägen (IP 33, Platte C und D).

die Verwendung dieser teureren Betone in einem besonderen Falle wirtschaftlich gerechtfertigt ist, muß durch eine ingenieurtechnische Wirtschaftlichkeitsermittlung festgestellt werden [4].

Ein gut geeigneter Beton vom Standpunkt sowohl der Dichte als auch der Wirtschaftlichkeit scheint ein IP-23 entsprechender zu sein, mit einer Dichte von $4,2$ bis $4,4 \text{ t/m}^3$. Da der Mörtel nur eine wenig größere Dichte hat als das spezifische Gewicht der Barytzuschläge beträgt, sind Variationen der Mörtel- und Zuschlagstoff-Zusammensetzung nur von geringem Einfluß auf die Dichte des Betons. Wegen der hohen Mörtelkosten ist eine Korngrößenverteilung der groben Zuschläge anzustreben, die ein Minimum an Porenraum ergibt. (Bei Verwendung eines feinen Stahlschrots von besserer Korngrößenverteilung als bei den Versuchen verwendet lässt sich eine Dichtesteigerung des Betons um $0,15 \text{ t/m}^3$ bis $0,25 \text{ t/m}^3$ erzielen.)

Vergleiche von Intrusion-Prepakt-Beton im Dichtebereich von etwa $4,2 \text{ t/m}^3$ bis $4,4 \text{ t/m}^3$ mit auf übliche Weise hergestelltem Beton entsprechender Dichte zeigen, daß die Materialkosten für den IP-Beton um $\$50/\text{m}^3$ bis $\$65/\text{m}^3$ niedriger liegen infolge des geringeren Porenraumes im IP-Beton.

Baryt erfordert wegen seiner leichten Zerschlagbarkeit vorsichtige Handhabung, um das Entstehen größerer Mengen von Körnern $< 12 \text{ mm}$ im Kornskelett zu verhüten. Taconit-Beton hat wesentlich bessere mechanische Eigenschaften als Baryt-Beton, ist jedoch um etwa $0,45 \text{ t/m}^3$ leichter als Baryt-Beton.

[Nach: J. A. Murray und J. H. Cullinan: Report on the Development of High-Density, Homogeneous Concrete Using

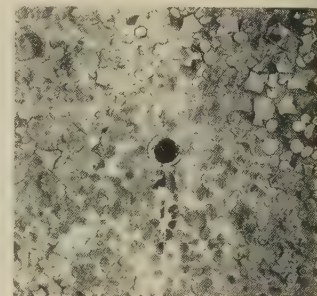


Abb. 6. Intrusion-Prepakt Beton mit groben, meist runden Manganstahlstücken und feinem Eisenschrot als Zuschlägen. (IP 43, Platte D).

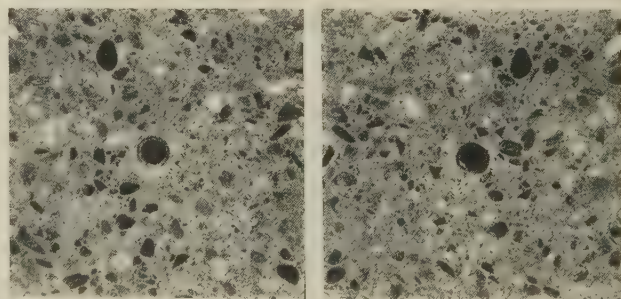


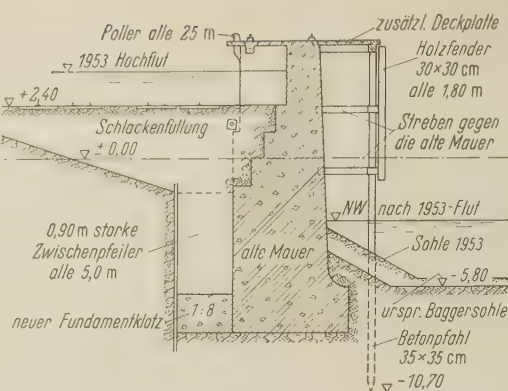
Abb. 7. Auf übliche Weise hergestellter Beton mit gewöhnlichem Kies und Sand als Zuschlägen (NC 11, Platte C und D).

Pressure Grouting and Other Methods, Building Materials Research Laboratory, Department of Building Engineering and Construction, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass., 1. Mai 1951; 71 Seiten, Anhang mit 34 Abb.; (der Forschungsbericht wurde in dankenswerter Weise von Mr. John

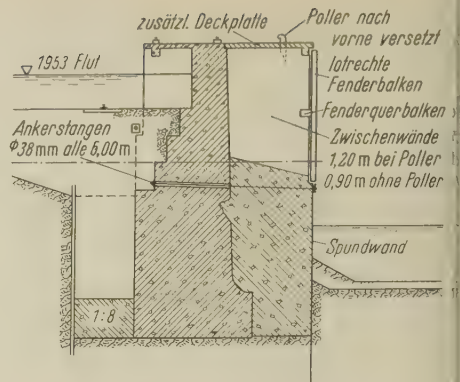
Versuch Nr.	grober Zuschlag				feiner Zuschlag			Mörtel				Beton				Materialkosten §																				
	Eigenschaften		Rückstand % auf Sieb mit lichter Maschenweite mm		Art	Eigenschaften		Rückstand % auf Sieb mit lichter Maschenweite mm		gewichtsmäßige Zusammensetzung bezogen auf Zementanteil		Eigenschaften		gewichtsm. Zus. bez. auf Zementanteil	Beton																					
	spez. Gewicht g/cm³	Absorption %	Poren %	Feinmodul		spez. Gewicht g/cm³	Absorption %	Feinmodul	Art	spez. Gewicht g/cm³	Absorption %	Feinmodul	Zusammensetzung bezogen auf Zementanteil		Eigenschaften		gewichtsm. Zus. bez. auf Zementanteil	Eigenschaften	Zuschlag																	
11	gewöhl. Kies	2,62 0,91 40	7,29	0	3	29	69	100	gewöhl. Sand	2,62 1,21 1,73	0	18	65	90	10,00 4,00 15,30 0,14	6,65 1,56 3,22	17	2,1	343	36,09 75,40	2,4	157	160	444	56	48	4,4	0,875	2	2	14	6				
22	Barytkies (gebrochen)	4,16 0,89 40	7,11	0	0	15	62	96	100	Barytsand (gebrochen)	3,70 2,00 2,13	0	43	77	93	10,00 4,00 18,55 0,14	0,70 6,65 1,0	0,0	17	2,4	230	39,94 103,0	3,4	158	244	412	32	32	9,8	0,570	18	18	66	19		
23	Barytkies (gebrochen)	4,16 0,89 40	7,11	0	0	15	62	96	100	feiner Eisenschrot	7,52	—	1,98	0	98	100	10,00 4,00 58,30 0,20	—	6,65 2,6	0,9	15	4,3	224	79,05 114,6	4,2	126	184	254	32	35	10,6	0,645	18	120	215	52
23	Taconitkies (gebrochen)	3,33 0,49 43	7,70	0	24	70	92	100	feiner Eisenschrot	7,52	—	1,98	0	98	100	10,00 4,00 58,30 0,20	—	6,65 3,4	—	2,3	1,4	4,2	79,05 84,0	3,7	144	193	372	41	61	6,9	1,10	—	—	—	—	
43	rundliche Stahlstücke	7,43	—	35	—	—	—	—	fein Eisenschrot	7,52	—	1,98	0	98	100	10,00 4,00 58,30 0,20	—	6,65 1,8	0,0	24	4,1	—	79,05 194,0	6,2	—	—	—	—	—	—	1,15	55	120	415	67	
11	gewöhl. Kies	2,61 1,24	—	6,83	0	—	21	—	79	94	gewöhl. Sand	2,56 1,37 2,61	29	48	74	93	10,00	—	32,40	—	5,29	—	—	47,69 36,55	2,4	246	308	50	45	9,9	0,745	—	—	—	—	

Die Westmauer war schon bei der ersten Ebbe gebrochen und bis zum 2. 2. 1956 parallel vorgewandert, und diese Be-

wegung setzte sich in jeder NW-Tide fort. Abgesehen von der Vorwärtsbewegung war am 4.2.1956 auch eine Verkantung 1:8 eingetreten, und zahlreiche Längs- und Querrisse von wenigen Zentimetern bis 2,25 m Weite klafften in der Mauer (Abb. 3), durch welche das Wasser bei jeder Flut eindrang und bei Ebbe das Material hinter der Mauer in den Hafen spülte. Erst nach mehreren Tagen kam die Mauer zur Ruhe und war so weit standfest, daß die Breschen mit Klai-Säcken — bei gleichzeitigem Einbau von Entwässerungs-Klappenauslässen — geschlossen werden konnten. Erst damit konnte das Hafengelände als Arbeitsplatz benutzt werden. Die Ostmauer zeigte dagegen keinerlei Schäden, ebenso wenig die Südmauer.



a) süd. Liegeplatz;



b) nördl. Liegeplatz.

Abb. 2. Querschnitte der verstärkten Westmauer nach 1922.

nehmen waren, wofür mindestens ein 75-m-Liegeplatz fertig sein mußte. Naturgemäß sollte der neue Mauerquerschnitt einer etwa erneut auftretenden gleichen Belastung gewachsen sein, und schließlich konnten nur sofort verfügbare Baustoffe verwendet werden.

Die wirtschaftlichste Ausführung wäre eine neue Mauer vor der beschädigten gewesen, diese Lösung hätte aber das ohnehin schon zu klein gewordene Becken noch mehr eingeschränkt; man entschloß sich zu einem Kompromiß: der südliche Abschnitt der Westmauer wurde vor der alten Mauerflucht zunächst als provisorischer Kai für eine Überseeschiffslänge und 30 m Schlepperkai ausgebaut, der nördliche Abschnitt knickt unter 24° hinter die alte Kailinie ab, erweitert die Einfahrt und bildet den zweiten Liegeplatz (Abb. 4).

Der 105 m lange provisorische Kai wurde zunächst als Fangedamm aus zwei Spundwänden im Abstand von 13,5 m, die alle 2,40 m mit Ankerstangen von 63 mm ϕ verbunden waren, ausgeführt. Die Maßverhältnisse des am 1.6. fertigen Liegeplatzes zeigt Abb. 5a. Für den nördlichen Teil wurde zunächst eine Spundwand aus 16,5 m langen Bohlen geschlagen, die sich einerseits an den Klaideich des Swale-Ufers anlehnte und andererseits durch die alte, zu diesem Zwecke schräg durchgeschlitzte Mauer den Anschluß an die vordere Spundwand der provisorischen Liegestelle findet. Diese Spundwand bildete die Baugrubenumschließung für die Rammung der Pfähle und der hinteren Spundwand des in Abb. 5b gezeigten endgültigen Querschnittes im Trockenen. Ähnlich wurde dann auch später der provisorisch benutzte südliche Teil ausgebaut, nachdem der nördliche Liegeplatz nach Entfernung der vor der neuen Strecke liegenden Reste der alten Mauer in Betrieb genommen war. Der Abb. 5c sind konstr. Einzelheiten zu entnehmen. Für eine gute Entwässerung des Hafengeländes wurde durch einen Drainagestrang von 30 cm ϕ hinter der Mauer mit Gefälle zur Nordecke und durch 3 Auslässe (davon 2 an den Stellen der stärksten Breschen) gesorgt. Um die Drainage bei künftiger Überflutung wirksamer zu gestalten, wurden die Einsteigschächte nur mit Holzdeckeln versehen. Die Hafensohle wurde zunächst auf —4,50 festgelegt, und zwar um eine hinreichende Setzung eintreten zu lassen, bevor die endgültige Tiefe von 5,70 m hergestellt wurde. Um die Beschädigung von Schiffen auszuschließen, wenn sich diese auf die Sohle setzten, wurden die Trümmer bis —6,0 m beseitigt und mit Klai und tonigem Sand überschüttet.

Einige praktische Maßnahmen und Erfahrungen

Für die Beseitigung der alten Mauerteile unter Wasser wurden diese mit 7,5 cm ϕ Bohrlöchern im allseitigen Abstand von 0,90 m versehen, wobei in einer Stunde 9 m Bohrloch geleistet wurden. 400 g Unterwasser-Gelatine-Sprengstoff wurde für 1 m³ Beton benötigt. In den zwischen Spundwand und Mauerfuß zusammengedrängten Trümmern, wo der Greifer nicht anfaßte, mußte wiederholt mit Hilfe eines eingetriebenen und mit Sprengpatronen gefüllten Rohres erneut geschossen werden.

Die Förderung geschah mit zwei 1,5-m³-Greifern mit kurzen Manganstahl-Zähnen, die starkem Verschleiß unterlagen. Die Baggerleistung war bei 24-Stunden-Schicht je Woche und Greifer nur etwa 250 m³. Es wurde ersichtlich, daß stärkere Greiferrakene vorteilhafter gewesen wären. Der letzte Sohlenausgleich geschah durch Taucher, die durch aufgewühlten Klai sehr sichtbar waren. Die Spundwand ließ sich nicht ziehen, sie mußte abgebrannt werden. Zum Ausgleich des Rückstoßes der Schweißflamme wurden Gegendüsen angebracht, womit die Schweißer eine sichere Führung der Brenner erreichten. Der

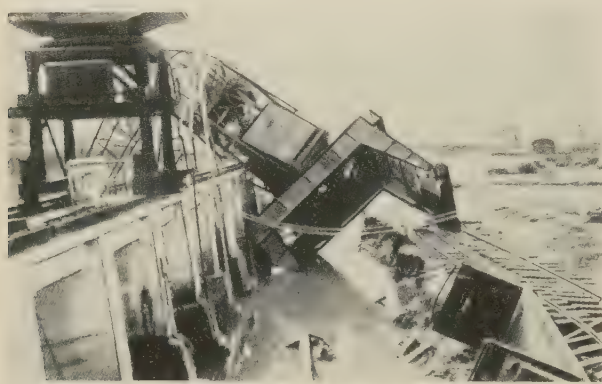


Abb. 3a. Blick hinter die Westmauer.



Abb. 3b. Bruchstelle in dem nördlichen Teil der Westmauer.

Als Sofortmaßnahme wurde neben dem Schließen der Breschen eine kleinere Fläche von 12 000 m² hinter der Westmauer durch einen Damm aus mit Klaiboden gefüllten Säcken gesichert, die als Werkplatz für die Baustelle zur Reparatur der Ufermauer dienen konnte.

Die Wiederherstellung geschah unter erheblichem Zeitdruck, da turnusmäßig im Juni kanadische Lieferungen abzu-

Verbrauch an Gas war für ein Spundwandgeschoß doppelt so hoch wie für eine Pfahlbewehrung.

Am Nordende trat eine Klai-Rutschung zum Fluß hin ein. Daraufhin wurde für die anschließende Flußstrecke die natürliche Böschung von 1 : 6 bis HW und 1 : 4,5 bis 1 : 2 bis zur Deichkrone hergestellt, die im oberen Teil mit gefalzten Betonblöcken belegt ist. Eine verankerte Stahlspundwand bildet den Anschluß der Hafenmauer an den Flußdeich.

Mutmaßliche Unfallursachen

Gleich nach dem Unfall im Februar 1953 wurden Kernbohrungen gemacht, die überall ähnliche Verhältnisse ergaben. Unter der Aufschüttung mit Schlacke folgte bis — 6,00 m weicher Klai, darunter steifer bis harter Klai mit Schichtflächen, und unter — 9,00 m folgt der bekannte blaue London-Ton. Der weiche Klai hat eine Scherfestigkeit von 0,122 kg/cm², der feste Klai in — 7,95 — der Unterante der massiven Mauern — eine solche von 0,537 kg/cm². Mit diesen Werten ergab eine Nachrechnung, daß die Mauern auch bei den ungünstigsten Belastungsannahmen standfest waren. Es wird als richtige Deutung der eingetretenen Verschiebungen von 1922, 1931 und 1953 angenommen, daß der Klaiboden der Schichten unter den Mauern die Scherfestigkeit im Laufe der Jahre eingebüßt hatte, wobei zu beachten ist, daß der Mauerklötz von 1922 hinter der Westmauer für die Stabilität ohnehin wirkungslos war und keinen dichten Anschluß an die Mauer besaß, denn beim Vorwärtsgleiten der Mauer trennten sich beide voneinander, zum andern, daß die Stabilität der Hafensohle vor der Westmauer mechanische und innere Veränderungen erfahren hatte. Der Hafen ist nicht tief genug, um bei Ebbe das Aufsitzen belade-

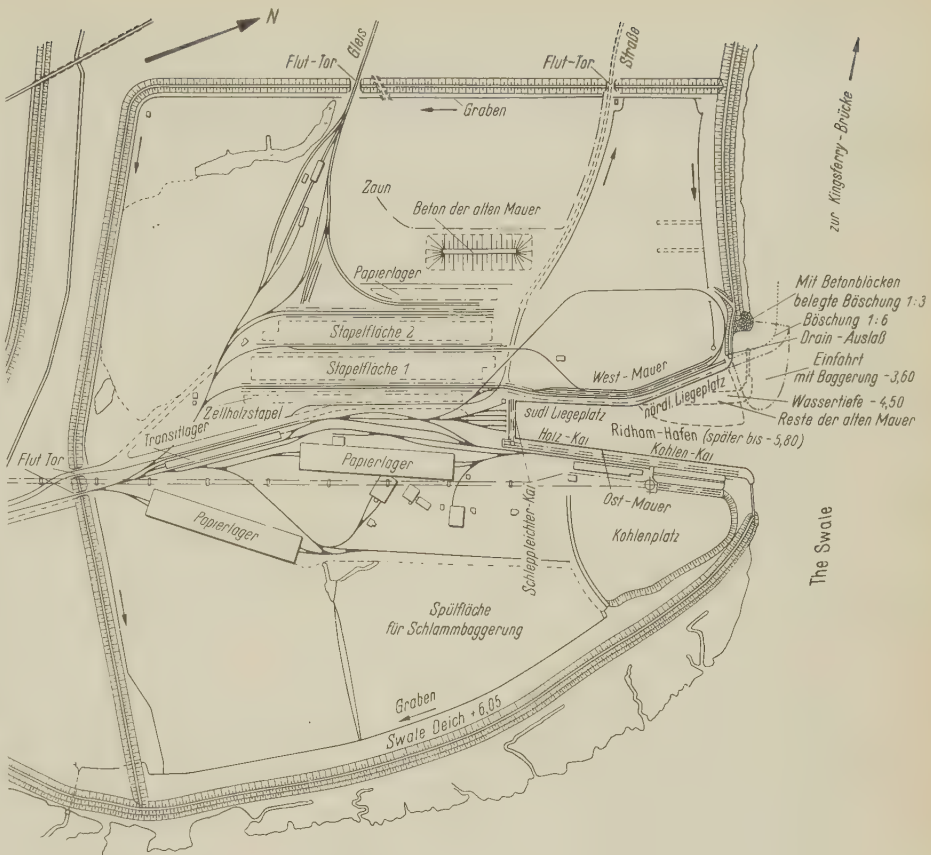
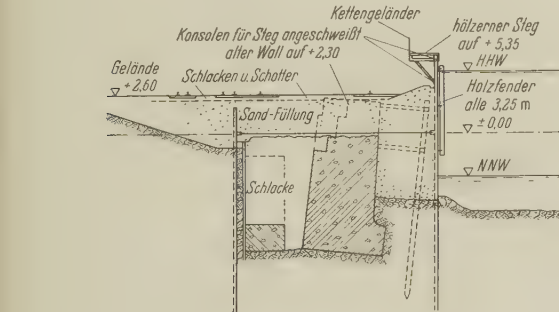
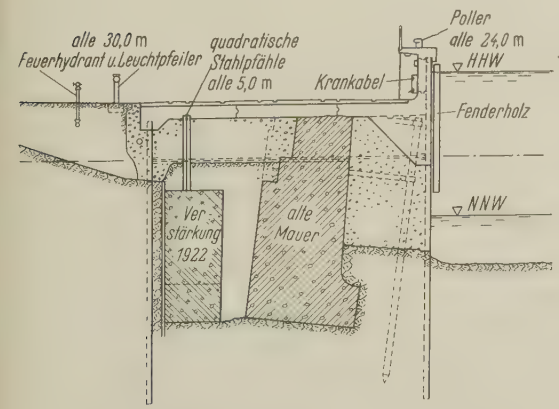


Abb. 4. Lageplan des neuen Hafens nach 1953.

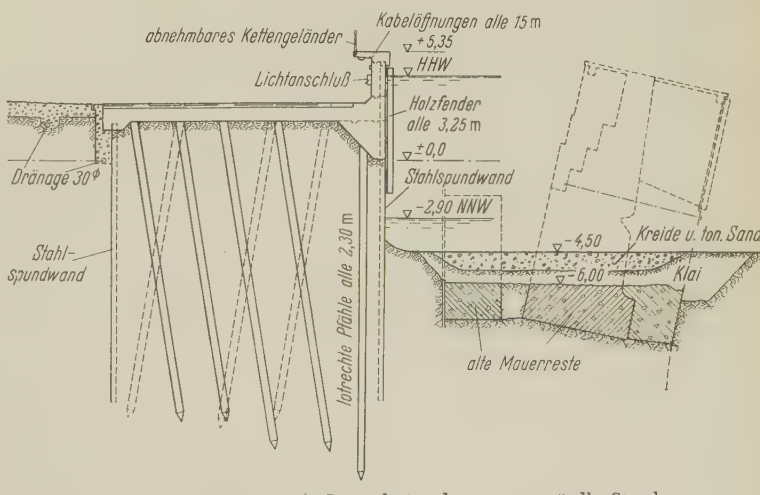
ner Schiffe vor den Liegeplätzen vermeiden zu können. Dieses dauernde Einsinken und Aufschwimmen pumpt die oberen Schichten weich, und die gegen Verschlammung des Hafens wiederholt durchgeführten Baggerarbeiten tragen das Ihrige dazu bei, die langsam vordringende Erweichung der oberen Schichten zu begünstigen. Diese Ansichten werden dadurch bestätigt, daß keinerlei Anzeichen für einen Grundbruch vorliegen; die Mauer glitt, ohne wesentlichen Erdwiderstand zu finden, unter dem Wasserüberdruck, der sich in der Schlackenauffüllung stärker bemerkbar machte als im Klaiboden, auf einer ebenen Fläche vorwärts und kippte erst im letzten Vorwärtsgleiten. Die Stahlspundwand vor der Mauer ist mit vorgegangen. Rechnerisch wurde hier ein Erdwiderstand von etwa 0,185 kg/cm² überwunden, ein Wert, der mit der nachgeprüften Klaiestigkeit von 0,170 kg/cm² beim Schaden an der Ostmauer 1931 gut zusammenpaßt. Die Ostmauer hat anscheinend etwas günstigere Boden- und Belastungsverhältnisse. Rechnerisch war hier der konstruktiv mögliche Wasserüberdruck um 10 % kleiner als bei der Westmauer. Die Südmauer mit nur 45 m Länge



a) Provisorische Liegestelle der Südstrecke;



b) Querschnitt der endgültigen Südstrecke;



c) Querschnitt der neuen nördl. Strecke.

Abb. 5. Querschnitte der Westmauer.

find bessere Widerstandsbedingungen im Boden und durch eine Gewölbewirkung in der 4,95 starken Sohlenmauer zwischen den beiden Längsmauern. Es kommen hier auch keine Schiffe zum Aufsitzen, was in einem deutlich festeren Klai vor der Mauer erkennbar wird.

Man ist sich darüber klar, daß statisch und konstruktiv eine bessere Lösung für die Ufermauer möglich gewesen wäre und

daß der Knick in der Mauer kein Idealzustand ist; der Reparatur-Entwurf war aber in Rücksicht auf die Zeit und die inneren Hafenanlagen eine Kompromißlösung, welche die geringste Beeinträchtigung für den Betrieb mit sich brachte. [Nach Proc Institution Civil Engineers, Part II, 5 (1956) Nr. 1, Febr. 1956 S. 26.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt/M.-Nied

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

Informationsdienst Holz. Herausgegeben von der Arbeitsgemeinschaft Holz e. V., Düsseldorf, Kronprinzenstraße 12. DIN A 4, geheftet.

Ausgabe 4, 1956, enthält folgende Aufsätze: Dr.-Ing. E. Hahn, Das gesunde Holzhaus; H. Zenker und O. Porip, Holz-Leimbauweisen nach dem ersten und zweiten Weltkrieg und deren Wirtschaftlichkeit; Doz. Dr.-Ing. habil. K. Gösele, Schalltechnisches Verhalten von Holzfußböden.

Ausgabe 5, 1956, enthält: G. Hempel, Hallenbauten in Holz.

Die Beiträge sind reich bebildert und geeignet, dem konstruktiv tätigen Bauingenieur reiche Hinweise und Anregungen zu geben. Die Gelegenheit sei deshalb benutzt, auf diesen Informationsdienst hinzuweisen. F. Schleicher, Dortmund.

Hütte. Des Ingenieurs Taschenbuch. Herausgegeben vom Akademischen Verein Hütte, e.V., Berlin. **Band III: Bautechnik.** 28. Aufl., 1616 S., Gr. 13 · 18,5 cm, mit 2344 Textabb. Berlin: Verlag W. Ernst & Sohn 1956. Leder 51,— DM, geb. 42,— DM.

„Hütte III, Bautechnik, 28. Auflage, ist ein teilweiser Nachdruck der 27. Auflage, die neu bearbeitet 1951 erschienen war. Der Inhalt wurde vollständig durchgesehen, in wesentlichen Teilen neu bearbeitet und ergänzt, um mit der Entwicklung der Technik Schritt zu halten... Berichtigungen und Ergänzungen der aus der 27. Auflage übernommenen Abschnitte sind zum Teil in den alten Text eingearbeitet. Zum Teil, weil zu umfangreich, sind diese Ergänzungen in dem 15. Abschnitt „Ergänzungen“ mit entsprechenden Seitenhinweisen zusammengestellt.“

Der Band enthält die Abschnitte Statik der Baukonstruktionen, Grundlagen der Bauweisen, Brückenbau, Hochbau, Fabrikanlagen, Heizung und Lüftung, Straßenbau, Siedlungsplanung, Baumaschinen und Baubetrieb, Grundbau, Wasserbau, Talsperren und Wasserkraftanlagen, Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung, Spannbeton und Verbundbau, den Abschnitt Ergänzungen und ein umfangreiches Stichwortverzeichnis. Vollständig neu sind darin die Kapitel Spannbeton und Verbundbau.

Der Band „Bautechnik“ ist ebenso gut gelungen wie seine Vorgänger in den früheren Auflagen, und er wird sich wieder als ein unentbehrliches Hilfsmittel der Praxis herausstellen. Der umfangreiche Abschnitt „Ergänzungen“ (mit 262 S. immerhin rd. 1/6 des Gesamtumfanges), der Ausführungen zu allen Teilgebieten des Bandes bringt, ist zwar im Inhaltsverzeichnis mitverarbeitet, bei der Benutzung stört jedoch die Abspaltung vieler wichtiger Einzelheiten. Es wäre daher dringend erwünscht, diese Ergänzungen bei nächster Gelegenheit mit in den Text zu verarbeiten.

F. Schleicher, Dortmund.

Schreyer: Praktische Baustatik, Teil 3 (= Teubners Fachbücher für Hoch- und Tiefbau). Bearbeitet von Baurat a. D. Dipl.-Ing. Hermann Ramm, Essen. 3. überarb. u. erw. Aufl. VI, 244 S., Gr. DIN C 5, mit 364 Abb. Stuttgart: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft mbH. 1956. Hln. 14,20 DM, kart. 12,20 DM.

Der dritte Teil des Buches ist, wie auch die beiden vorhergehenden Teile, dem Lehrplan der deutschen Ingenieurschulen angepaßt. Während die beiden ersten Teile die im Hochbau vorkommenden Aufgaben behandeln, ist der dritte Teil den Ingenieurbauten, die durch bewegliche Lasten beansprucht werden, gewidmet. Nach einer Einleitung über Lasten, zulässige Spannungen und Durchbiegungen werden die Einflußlinien für einfache Vollwand- und Fachwerkträger besprochen. Es folgt die Berechnung vollwandiger Krag- und Gelenkträger, danach die Festpunkte, die Kreuzlinienabschnitte und die Einflußlinien für vollwandige Durchlaufträger. Eine Betrachtung über Längsschub- und Hauptspannungen leitet in die Berechnung zusammengesetzter Holzbalken und Vergitterungen ge-

drückter mehrteiliger Stäbe über. Ausführlich wird auch auf die Berechnung genieteter und geschweißter Blechträger eingegangen. Ferner werden Wasserdruck, Erddruck und einfache Gewölbe behandelt, woran sich die Berechnung von Rahmen nach dem Cross-Verfahren anschließt.

Der Text und die Abbildungen sind klar und verständlich. Gut gewählte, voll durchgerechnete Beispiele machen das Buch zu einem wertvollen Hilfsmittel für den Studierenden und den in der Praxis stehenden Ingenieur.

E. Jacoby, Lübeck.

Mitteilungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Nr. 15, vom 31. Mai 1956. 92 S., Gr. DIN A 4, mit zahlr. Abb. Herausgegeben vom Sekretariat der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Zürich, Eidgen. Technische Hochschule.

Die Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, die Ende Juni und Anfang Juli 1956 ihren 5. Kongreß in Lissabon abgehalten hat, gibt außer den „Kongreßberichten“ (jeweils bestehend aus Vorbericht und Schlußbericht) und dem im Jahresabstand erscheinenden „Abhandlungen“ auch die „Mitteilungen“ heraus, von denen jetzt Nr. 15 erschienen ist.

Diese Hefte geben verschiedene Mitteilungen allgemeiner Art für die Mitglieder, während sich der Hauptteil (88 S. des vorliegenden Heftes) auf „Neuzeitliche Ingenieurbauwerke“ bezieht. Unter dieser Überschrift wird jeweils in den 3 Sprachen der IVBH (deutsch, französisch und englisch) und an Hand zahlreicher Abbildungen über bedeutende Brücken und Ingenieurbauwerke berichtet, so daß ein guter Überblick über das europäische Bauwesen vermittelt wird.

F. Schleicher, Dortmund.

Graf, O., und E. Brenner: Versuche an Verbundträgern. Beobachtung des Schwindens und Kriechens, Wirkung von Vorbelastungen auf die Widerstandsfähigkeit (= Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, H. 19). 82 S., Gr. DIN A 4, mit 68 Abb. Köln: Stahlbau-Verlags-GmbH. Brosch. 15,— DM.

Die Veröffentlichung der Ergebnisse aus vielen Tausenden von Meßwerten aus mehrjährigen Versuchen im Freien an Betonprismen und Verbundträgern muß dankbar begrüßt werden. Sie geben weiteren Aufschluß über: die verhältnismäßig geringfügige zeitliche Änderung des Elastizitätsmoduls des Betons, selbst bei starkem Anwachsen der Würfelfestigkeit; das Quellen und Schwinden des Betons, das den zeitlichen Temperatur- und Feuchtigkeitsschwankungen stark unterworfen ist, mit maximalen Dehnungswerten von $27 \cdot 10^{-5}$; das Kriechen des Betons, das verhältnismäßig wenig von der Luftfeuchtigkeit abhängt, mit Maximalwerten σ rd. 2,0; die Bruchlasten von Verbundträgern, mit und ohne Zwängungsspannungen aus Montagemaßnahmen, die sich erwartungsgemäß auf das endgültige Tragvermögen nicht auswirken; die Tragkraft der Dübel: den geringen Einfluß des Schlupfes zwischen Betonplatte und Dübel auf Spannungen und Durchbiegungen bei den Gebrauchslastzuständen; die Pressungen vor den Dübeln, die beträchtliche Werte erhalten, bevor der Bruch eintritt; die Durchbiegungen von Verbundträgern; die Auswirkung von ungleichmäßigen und gleichmäßigen Temperatureinflüssen u. a. m.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die vorliegenden Ergebnisse wertvollste Tatsachen- und Anschauungsmaterial für jeden Bauingenieur sind.

K. Sattler, Berlin.

Verwendung der Mannesmann-Rohrgerüste. Broschüre der Mannesmann Leichtbau GmbH, München, Kunstdruck, 28 S., 28 Abb. Bestellnummer 2844. (Die Broschüre wird auf Wunsch kostenlos zugeschickt.) — Wie die Überschrift schon ausdrückt, berichtet diese Druckschrift über die vielfachen Verwendungsmöglichkeiten der Mannesmann-Rohrgerüste, die nach dem Baukastensystem entwickelt wurden und sich allen räumlichen und arbeitsmäßig bedingten Verhältnissen anpassen. Einduckvoll vermitteln die Abbildungen, welche Anwendungsgebiete sich in der Praxis für das Rohrgerüst bereits ergeben haben.

Verschiedenes

T. von Rothe 75 Jahre alt

Am 5. November 1956 vollendete Dipl.-Ing. Torben von Rothe sein 75. Lebensjahr. Er wurde als Sohn des Ingenieurs Dr. phil. Hermann August Wilhelm von Rothe 1881 in Berlin geboren, studierte Bauingenieurwesen und legte an der Technischen Hochschule Berlin 1907 die Diplomprüfung ab. 1908 ging er im Auftrage der Philipp Holzmann AG. nach Deutsch-Ostafrika, um dort zunächst als Planungsingenieur und Bauleiter, später als Leiter des technischen Büros der Firma Holzmann in Daressalam beim Bau der Mittellandbahn Daressalam-Tabora-Kigoma mitzuwirken. Der 1. Weltkrieg beendete diese Pionierarbeit. Bis Kriegsende war von Rothe bei der Hauptverwaltung in Frankfurt tätig, um danach von 1918 bis 1923 als Oberingenieur bei der Holzverkohlungsindustrie AG. in Bosnien und in Deutschland die Leitung bei Bahnbauten zu übernehmen.

Seine reichen praktischen Erfahrungen gaben ihm die Grundlage für eine erfolgreiche Tätigkeit auf dem Gebiete des Fachschrifttums. 1931 tritt er nach vorübergehender Tätigkeit als Leiter des kinematographischen Universitäts-Institutes und als Geschäftsführer des „Verlages wissenschaftlicher Filme“ als Mitarbeiter beim Forschungsinstitut für Maschinenwesen beim Baubetrieb der Technischen Hochschule Berlin ein. Dazu übernahm von Rothe 1938 im Hause der Siemens-Bauunion die Leitung des literarischen Büros und des technischen Ausbildungswesens und trat später in die Dienste der Siemens-Schuckert-Werke. Neben den zahlreichen Aufsätzen, die seinen Weg kennzeichnen, seien hier die Buchveröffentlichungen hervorgehoben, die das technische Schrifttum des letzten Vorkriegsjahrzehntes erschließen:

1. Das Schrifttum über Baumaschinen und Baubetrieb im Straßenbau. Berlin 1937,
2. Das Schrifttum über den Baustoff Beton, seine Herstellung und Verarbeitung. Berlin 1941,
3. Das Schrifttum über koloniale Verkehrstechnik, insbesondere über den kolonialen Straßenbau. Berlin 1942.

Die Arbeiten stehen in engstem Zusammenhang mit der Literaturkartei des Institutes für Baumaschinen und Baubetrieb, die von Rothe aufgebaut hat und die heute am Aachener Institut fortgeführt wird. Seine unermüdete Schaffenskraft ermöglichte es ihm, daneben auch für die Fachpresse die in- und ausländischen Zeitschriften auszuwerten und noch heute lesen wir aus seiner Feder die Fachreferate in den Veröffentlichungen der Dokumentationsstelle für Bautechnik des deutschen Bauzentrums.

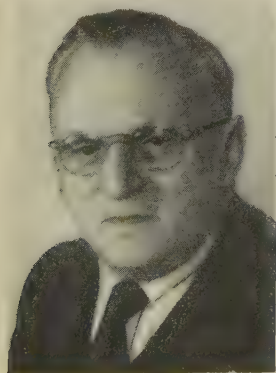
Wir wünschen dem Jubilar noch recht viele Jahre erfolgreichen Schaffens und die Erhaltung seiner bewundernswerten geistigen und körperlichen Frische. Seine vornehme Haltung und die stete Hilfsbereitschaft, die er seiner Umgebung und seinen Mitarbeitern gegenüber immer gezeigt hat, sichern ihm unsere Wertschätzung und Zuneigung. G. Garbotz, Aachen.

Direktor Emil Koch †

Am 23. August 1956 verstarb nach langem Leiden im Alter von 73 Jahren der Direktor in der Grün & Bilfinger AG., Herr Regierungsbaumeister Emil Koch. Mit ihm hat eine Persönlichkeit die Augen geschlossen, deren Namen in weitesten Kreisen der Technik bekannt war.

Seit Beendigung seines Studiums an der heimatlichen Technischen Hochschule Stuttgart stand er 45 Jahre in den Diensten der Grün & Bilfinger AG. Der 1. Weltkrieg überraschte ihn in Kamerun. Von den dortigen umfangreichen Hafenarbeiten wanderte er als Zivilgefangener ins englische Lager.

Wenige Jahre nach dem ersten Weltkrieg wurde er zur Niederlassung Köln versetzt und übernahm bald als Leiter die gesamten Arbeiten des Bezirks. Es ist unmöglich, die große Anzahl seiner Bauten aufzuzählen. Erwähnt seien nur wenige, z. B. Ausbau des Industrie- und Handelshafens in Köln-Niehl, Verbreiterung der Hindenburgbrücke, eine ganze Reihe Brücken über die Mosel, die Rheinbrücke Köln—Mülheim, die Straßenbrücke Duisburg—Rheinhausen. Als besonders interessantes Bauwerk sei noch die Unterdükerung des Rheines erwähnt.



Es ist nicht verwunderlich, daß sich dieser von Arbeitswillen strotzende Mensch nach dem 2. Weltkrieg sofort um den Wiederaufbau der vielen zerstörten Brücken bemühte. Die Kölner Südbrücke, die Hohenzollernbrücke, die Deutzer Straßenbrücke, die Bonner Rheinbrücke, die Eisenbahnbrücke Rheinhausen, in ihnen allen steckt seine Arbeit.

Man würde diesem Mann unrecht tun, würde man ihn lediglich als Ingenieur betrachten. Seine menschlichen Qualitäten gehören zu seinem Bild. Sein Gerechtigkeitsgefühl und seine Güte, die sich in einem Maße geltend machten wie bei nur wenigen Menschen, sind hier besonders hervorzuheben. Sein Einfühlungsvermögen in die Seele des anderen, das Erkennen dessen, was den anderen quälte und drückte und was dieser sich auszudrücken scheute, und dann Hilfsbereitschaft sind die Eigenschaften, die Koch in der Erinnerung so vieler seiner Mitarbeiter weiterleben lassen.

Neben seiner Arbeit als Niederlassungsleiter fand er noch Zeit, jahrelang als Vorsitzender der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie für das Land Rheinland-Westfalen, in der Landesgruppe der deutschen Industrie, in der Vollversammlung der Industrie- und Handelskammer tätig zu sein.

Mit E. Koch ist ein Ingenieur, ein Wirtschaftler und vor allem ein hervorragender Mensch von uns gegangen.

F. Siemonsen, Mannheim.

Prof. H. Proetel †

Hermann Proetel, emeritierter ord. Professor für Verkehrswasserbau und Grundbau an der Technischen Hochschule Aachen ist am 3. Oktober 1956 verstorben, wenige Tage vor Vollendung seines 80. Lebensjahres. Vgl. die Würdigung im letzten Heft des Bauingenieurs 31 (1956) S. 393.

Prof. Otto Anselment

Der Lehrbeauftragte Oberingenieur Otto Anselment wurde zum Honorarprofessor für die Dauer der Zugehörigkeit zum Lehrkörper der Technischen Hochschule Karlsruhe ernannt. A. vertritt in der Abteilung für Bauingenieurwesen das Fach Baubetrieb und Rationalisierung im Baubetrieb.

100 Jahre A.G. Arnold Bosshard, Näfels

Im August 1956 konnte die A.G. Arnold Bosshard, Näfels (Kanton Glarus, Schweiz), auf ein 100jähriges Bestehen zurückblicken. Das Unternehmen wurde 1856 durch die Gebrüder Schwitter als mechanische Werkstatt gegründet. 1865 trat der Ingenieur A. Bosshard als Leiter in die Firma ein, die er 1869 erwarb. B. († 1888) baute das Unternehmen stark aus. Das heutige Arbeitsgebiet der A.G. A. Bosshard, die 1942 Aktiengesellschaft wurde, ist der Stahl-, Kessel- und



Abb. 1. Baubrücke über die Melezza für den Bau der Staumauer Palagnedra.

Maschinenbau. Besonders genannt seien die Teilgebiete Brücken-, Stahlhoch-, Industrie- und Stahlwasserbau, Maste, Ausrüstungen für Großbaustellen, Krane, Baumaschinen und Transportanlagen. Die hier beigefügten Abbildungen zeigen Beispiele hiervon.

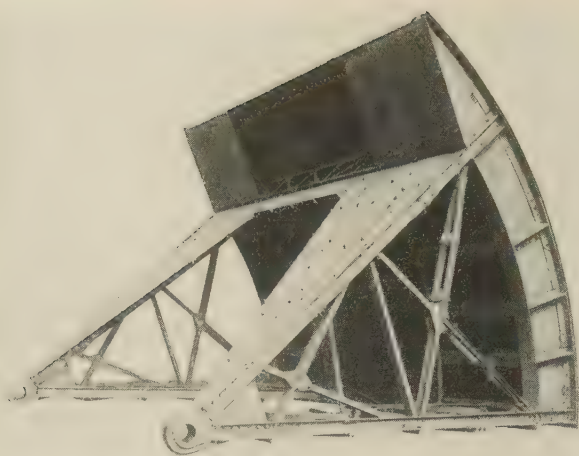


Abb. 2. Sektorschütz-System Bosshard für ein Stauwehr in Frankreich.

Der A.G. Arnold Bosshard, Näfels, die auch im Ausland für tadellose Schweizer Arbeit bekannt geworden ist, wünschen wir auch weiterhin eine glückliche Entwicklung.

F. Schleicher, Dortmund.

Urheberschutz für Zeichnungen

Vom Ausschuß „Zeichnungen“ im Deutschen Normenausschuß wurde die bisherige Norm DIN 34 „Urheberschutzvermerk“ vollständig überarbeitet.

Die neue Norm DIN 34 (August 1956) empfiehlt die Verwendung des Urheberschutzvermerkes allgemein für Zeichnungen (technische Unterlagen, Darstellungen), soweit diese innerhalb und außerhalb des Betriebes Betriebsangehörigen oder Dritten zur Verfügung gestellt werden. Der Vermerk bringt zum Ausdruck, daß für die betreffende Zeichnung (technische Unterlage, Darstellung) der gesetzlich vorgesehene Schutz im weitestem Umfang in Anspruch genommen wird. Es sollen hiermit klare Rechtsverhältnisse geschaffen, und es soll einer mißbräuchlichen Verwendung der Zeichnung (technischen Unterlage, Darstellung) wirksam vorgebeugt werden. DIN 34 (August 1956) enthält die vollständige Fassung und eine Kurzform des Urheberschutzvermerkes.

Der 5. Internationale Talsperrenkongreß in Paris (31. 5. bis 5. 6. 1956)

Die Hauptthemen I—IV waren schon 2 Jahre vor dem Kongreß bekanntgegeben worden, und es lagen etwa 100 schriftliche Beiträge zu diesen Themen aus aller Welt vor. Die Generalberichte für diese 4 Themen — internationale Autoritäten auf ihren Gebieten — gaben in längeren Referaten einen Querschnitt durch sämtliche zum jeweiligen Thema eingereichten Beiträge, im Anschluß hieran wurde diskutiert.

Natürlich ist es im Rahmen dieses Berichtes nur möglich, einen groben Überblick über den Inhalt der Referate und Diskussionen zu geben. Doch soll der Leser wenigstens erfahren, welche Probleme heute beim Bau von Sperrbauwerken von so vorrangiger Bedeutung sind, daß sie auf internationaler Ebene behandelt werden. Er soll erfahren, was, wo und wie man forscht und wie die Anwendung der Ergebnisse ist.

Hauptthema I:

Entwurf und Konstruktion von Sperrbauwerken auf durchlässigen Böden und Methoden zur Verfestigung des Untergrundes. Generalberichterstatter Pinto (Wasserwirtschaftsverwaltung Portugal).

Zu diesem Thema waren 30 Beiträge eingegangen, deren Inhalt nach folgenden Gesichtspunkten eingeteilt werden kann:

1. Theoretische und experimentelle Voruntersuchungen des Untergrundes im Laboratorium und auf der Baustelle.
2. Maßnahmen zur Abdichtung des Untergrundes gegen Wasser.
3. Verfestigung des Untergrundes durch Einpressen geeigneten Materials, durch Dränung oder durch Verbindung beider Methoden.
4. Anordnung von Tondichtungen.
5. Beobachtungen des Bauwerks nach Fertigstellung desselben und Vergleich der beobachteten mit den vorher errechneten Ergebnissen.

Zu 1. Theoretische und experimentelle Voruntersuchungen des Untergrundes im Laboratorium und auf der Baustelle.

Gute und bezüglich des Untergrundes besonders geeignete Örtlichkeiten für den Bau von Sperrbauwerken werden immer seltener, da solche bereits durch die große Anzahl der bisher gebauten Sperrbauwerke besetzt sind. Die Folge hiervon ist, daß man jetzt derartige Bauwerke auch an Stellen anlegen muß, die weniger günstige Grundverhältnisse bieten. Deswegen muß man sich mit der Frage befassen, wie man Sperrbauwerke auf durchlässigem Untergrund geringerer Stabilität bauen kann. Die Probleme der Durchlässigkeit und der Stabilität des Bodens hängen eng zusammen. Sie müssen immer sehr sorgfältig studiert werden. Die größte Gewissenhaftigkeit hierbei ist gerade gut genug.

Es wurden die ins einzelne gehenden Voruntersuchungen einer Reihe von Sperrbauwerken beschrieben, so z. B. die für den Staudamm von Serre-Ponçon (Frankreich), einem 120 m hohen Erddamm, der auf einer alluvialen Schicht von bis zu

100 m Mächtigkeit gegründet ist; weiter die Voruntersuchungen für den aus Steinschüttung geplanten Damm bei Assuan am Nil, einem gewaltigen Bauwerk von 100 m Höhe und einer Kronenlänge von 5000 m. Der Untergrund ist hier Schiefer und Gneis mit einer darüberliegenden Alluvialschicht.

Bei den Voruntersuchungen für die Ghrib- und Fom-el-Gherza-Sperre (beide 65 m hoch) in Algerien entwickelte man eine neue Versuchsmethode zum Studium der Grundwasserströmungen in heterogenen Böden, die auf der Messung der Endleistung und auf dem piezometrischen Gefälle beruht.

Es wurde auch eine neue Methode zur Berechnung hydraulischer Strömungslinien am luftseitigen Fuß von Sperrbauwerken erwähnt, die auf durchlässigem Boden gegründet sind, wie sie bei der Härke-Sperre angewendet wurde.

Zu 2. Maßnahmen zur Abdichtung des Untergrundes gegen Wasser.

In den meisten Fällen zeigt der Untergrund eines Sperrbauwerks unterschiedliche Durchlässigkeiten.

Bei Felsboden weist die Gesteinsstruktur oft starke Verwerfungen, zahlreiche Risse und manchmal auch karstartige Höhlungen auf, die vom Wasser bevorzugte Durchflußwege bilden und normalerweise durch Sedimente verschiedener Art ausgefüllt sind. Unter dem verstärkten Druck des gestauten Wassers werden diese Wege frei, und es entwickelt sich eine starke Wasserbewegung in ihnen. Hierdurch entsteht Auftrieb, der die Stabilität der Gründung gefährdet.

Alluviale Schichten haben verschiedene Durchlässigkeit. Bei Sand und Kies ist diese verhältnismäßig hoch, bei bindigen Böden jedoch viel niedriger. Auch die Mächtigkeit der verschiedenen Schichten (Sand, Kies oder Ton) und ihre Lage zueinander beeinflussen den Grad der Durchlässigkeit. Nicht zu mächtige alluviale Schichten werden gewöhnlich abgetragen und das Sperrbauwerk auf dem darunterliegenden Felsboden gegründet. Wenn örtliche Bedingungen die Ausführung des Sperrbauwerks als Erd- oder Steinschüttdamm empfehlenswert erscheinen lassen, dann beseitigt man aus wirtschaftlichen Gründen die Alluvialschichten meist nicht, besonders wenn sie große Mächtigkeit besitzen.

Bei durchlässigen Böden sind Maßnahmen zu treffen, die die Unterläufigkeit des Bauwerks auf einen möglichst niedrigen und vertretbaren Wert herabmindern.

2.1. Bei Gründung auf Felsboden verpreßt man die Risse mit geeignetem Dichtungsmaterial, nachdem vorher die Hohlräume des Bodens mit Druckwasser durchgespült worden sind. Wenn diese jedoch mit kompaktem Ton ausgefüllt sind (z. B. bei der Genissiat-Sperrmauer der Rhone), dann ist die Beseitigung desselben nicht nötig, wie die Diskussion am Beispiel obgenannter Sperrmauer bewies.

Zur Abdichtung von Rissen geringerer Tiefe wird Portlandzement empfohlen, bei Vorhandensein sulfathaltigen Grundwassers Sulfathüttenzement oder Hochofenzement. Durch Zusatzmittel, z. B. Ton oder Chemikalien (Natrium- oder Aluminiumsilikat, Silicium-Gel) muß der Zementmörtel für diese

Verpressungen plastifiziert werden. Die Zusammensetzung des Verpreßmaterials, der Preßdruck, Neigung, Abstand und Tiefe der Bohrlöcher ist auf Grund von Erfahrungen festzulegen.

Interessante Beispiele für Felsinjizierungen wurden an Hand der Sperrbauten EL-Kansera (Marokko), Fom-el-Gherza (Algerien), Vrla (Jugoslawien), Tungabhatra und Hirakud (beide Indien) gezeigt.

2.2. Bei Gründungen auf Alluvialuntergrund ist die sicherste Maßnahme zur Abdichtung des Untergrundes der Einbau eines Dichtungselementes durch die alluviale Schicht hindurch bis auf den undurchlässigen Felsuntergrund. Diese Lösung ist jedoch oft aus wirtschaftlichen Gründen, manchmal aber auch wegen des damit verbundenen großen Zeitaufwandes nicht möglich. Man muß dann zu weniger wirksamen, aber billigeren Mitteln greifen, z. B. wendet man massive Herdmauern geringerer Tiefe an, die nur einen Teil der Alluvialschicht durchdringen.

Die zuerst erwähnten, bis auf den Fels hinreichenden Dichtungselemente bestehen meist aus Betonmauern und besitzen in ihrem Inneren Stollen (z. B. die Vlasina-Sperre in Jugoslawien). Von diesem Stollen aus wird der Fels verpreßt. Der Stollen dient selbstverständlich auch der Überwachung und der Abführung des Sickerwassers. Dichtungselemente können auch aus Spundwänden oder aus Wänden von dicht aneinanderstehenden Ortpfählen bestehen, auch aus Tonschürzen, die in Schlitten eingebracht werden, aber auch aus sogenannten Dichtungsschleiern, die mittels Injektionen hergestellt werden.

Eine Reihe Beispiele für die verschiedenen Dichtungsarten in Alluvialschichten wurde beschrieben, auf die hier im einzelnen nicht näher eingegangen werden kann.

Die tiefstgehende Verpressung einer Alluvialschicht war die unter der Serre-Ponçon-Sperre mit 40—100 m Tiefe.

Zu 3. Verfestigung des Untergrundes.

Bei einem Untergrund aus Trümmergestein oder aus Fels mit eingelagerten zusammenpreßbaren Schichten, aber auch aus Ton ist eine Verfestigung erforderlich, da es dem natürlichen Untergrund an der erforderlichen Tragfähigkeit mangelt.

3.1. Felsuntergrund. Das Verfahren ist hier fast dasselbe wie bei der Abdichtung durch Verpressen. Es kann hierdurch eine beträchtliche Verbesserung des E-Moduls des Bodens erreicht werden, die Unterschiede der E-Moduli in verschiedenen Bodenschichten können weitgehend verringert werden. Dies ist besonders wichtig bei Bogenspermauern.

3.2. Tonböden. Die Gründung eines Sperrbauwerks auf zusammenpreßbarem Tonboden bietet immer ein schwieriges Problem. Das Eigengewicht des Sperrkörpers trägt zwar zur Verfestigung des Untergrundes bei, aber bei Tonboden kann durch eine solche Belastung ein Anwachsen des Porenwasserdruckes mit daraus folgender Bodenverdrängung entstehen. Dazu kommt als zusätzliche Gefahr die Einpressung von Wasser in die Tonschicht des Untergrundes bei späterer Füllung des Speicherbeckens. Es ist daher in solchen Fällen von entscheidender Bedeutung, daß die Tonschicht entwässert wird.

Bei der Ben-Metir-Sperre (Tunesien), einer 60 m hohen Gewichtsmauer, wurde z. B. der Ton der Gründungsschicht durch vier Stollen von 3×3 m Querschnitt nahezu 20 m unter der Mauersohle entwässert. Von diesem Stollen aus sind radial gerichtete Entwässerungsstollen im Mittel 40 m weit getrieben worden. Die Entwässerung des Untergrundes der Irl-Emda-Sperre (Algerien) erfolgte durch einen Stollen von 2×2 m Querschnitt. Dieser Stollen nimmt das Wasser sämtlicher Sickerleitungen auf und ist außerdem noch mit der Geländeoberfläche durch vertikale Entwässerungsschächte verbunden.

Zu 4. Anordnung von Tondichtungen.

Hierbei muß sehr sorgfältig darauf geachtet werden, daß der im Ton vorhandene Porenwasserdruck während des Einbaus die zulässige Grenze nicht überschreitet. Denn dieser Druck sinkt viel langsamer, als die Bauzeit beträgt. Es hat sich in der Praxis als günstig erwiesen, für Dichtungen Tonmaterial mit einem Wassergehalt von 1—3 % zu verwenden. Man muß deshalb die Ausführungsmethoden zur Einbringung des Tones gut überlegen.

Die Neigung und Lage der Tondichtungsschicht hat übrigens einen wesentlichen Einfluß auf ihre Wirksamkeit.

Zu 5. Beobachtungen des Bauwerkes nach Fertigstellung desselben.

Die Gründung eines auf durchlässigem Boden gebauten Sperrkörpers kann längere Zeit gut standhalten. Doch ist es möglich, daß sich plötzlich Anzeichen gefährlicher Verfallserscheinungen zeigen, welche zurückzuführen sind auf Durchsickerungen in der Tiefe des Baugrundes und deren Folgen,

wie z. B. Untergrundaussaugungen und Freiwerden sowie Ausweitung der von Wasser bevorzugten Durchflußwege, und auf Reißen von Tondichtungen als Folge wechselnder Ausdehnung und Schrumpfung des Tonmaterials.

Aus diesem Grunde wird empfohlen, von vornherein Beobachtungseinrichtungen für folgendes vorzusehen:

- Verschiebungen,
- Setzungen,
- Wasserdruck,
- Durchsickerungen,

sowohl im Bauwerk als auch im Untergrund. Durch vergleichende Beobachtungen dieser Einrichtungen sowie des Wasserstandes im Staubecken, der Regenwassermenge und der Temperaturen kann rechtzeitig erkannt werden, wenn mit dem Bauwerk oder dessen Gründung etwas nicht in Ordnung ist und man kann rechtzeitig Gegenmaßnahmen einleiten.

Zusammenfassung

Die 30 eingereichten Berichte haben einen wesentlichen Beitrag zur Lösung aller der Probleme gegeben, die beim Bau von Sperrbauwerken auf durchlässigen Böden auftreten. Wenn es sich auch nicht in allen Fällen um völlig neue Gedanken handelt, so ist doch eine weitere Entwicklung der technischen Lösungen deutlich feststellbar gewesen. Die heute zur Verfügung stehenden technischen Möglichkeiten sind sowohl für die konstruktive Gestaltung als auch für die Ausführung der Sperrbauwerke sehr vielseitig.

Hauptthema II:

Sicherheit und Wirtschaftlichkeit verschiedener Arten von Betonspermauern. Generalberichterstatter A. Coyne (Paris).

Zu diesem Thema waren 18 Berichte eingegangen, deren Inhalt wie folgt untergliedert werden kann:

1. Überlastung,
2. Schwächen der Gründung,
3. Temperatureinflüsse und Rissebildung,
4. Auswaschungen,
5. Unsicherheiten in der Berechnung und den Belastungsannahmen,
6. Lebensdauer,
7. Wirtschaftlichkeit.

Zu 1. Überlastung.

Es bestand Übereinstimmung darüber, daß Gewichtsmauern die geringste Sicherheitsspanne gegen Überlastung besitzen, weil sie bezüglich des Sohlenunterdrucks sehr empfindlich sind. Die Anordnung von Spanngliedern zur Erhöhung der Sicherheit ist der Anordnung zusätzlichen Eigengewichts gleichzusetzen.

Sicherer gegen Überlastung sind schon die verschiedenen Arten aufgelöster Sperrmauern, am sichersten aber die reinen Bogenspermauern, die über große Tragfähigkeitsreserven verfügen. Sicherheitsspannen sollten aber nur dann in der Berechnung eingeführt und bei der Bemessung berücksichtigt werden, wenn es physikalisch und praktisch überhaupt möglich ist, daß Überlastungen eintreten.

Eine Gewölbespermauer kann neben der größeren Sicherheit auch wirtschaftliche Vorteile der Gewichtsmauer gegenüber bieten. Doch ist immer die Frage zu klären, wie weit man sich auf die Gewölbewirkung verlassen darf und wie weit man mit der Gewölbeschlankheit gehen kann. Hierüber gingen die Meinungen auseinander; in Frankreich und in Italien geht man z. B. bezüglich der Schlankheit viel weiter als in den USA.

Zu 2. Versagen der Gründung.

Die Schwächen der Gründung beruhen auf vielfältiger Ursache, und daher ist eine Klassifizierung der verschiedenen Sperrmauer-Bauarten bezüglich ihrer Gründungssicherheit nicht ohne weiteres durchzuführen.

Über die Frage, ob Gewichtsmauern mit ihrer breiten oder aufgelösten Konstruktionen mit stark verringerter Gründungsfläche ungleichförmigem Untergrund gegenüber empfindlicher sind, war man geteilter Meinung. Entgegen der üblichen Auffassung vertrat der bekannte italienische Sperrbauwerks-Fachmann Semenza die Meinung, daß Gewölbespermauern auch auf weichem Fels und sogar bei Fels ungleichförmiger Zusammendrückbarkeit anwendbar seien.

Zu 3. Temperatureinflüsse und Rissebildung.

Es bestand darüber Übereinstimmung, daß beim Bau von Gewichtsmauern eine möglichst wirksame Abführung der Hydratationswärme geboten ist. Die Gefahr der Rissebildung wächst natürlich mit der Geschwindigkeit des Baufortschrittes. Diese ist besonders in den USA hoch. Aufgelöste Sperrmauern

und Bogensperren sind wegen ihrer großen bezogenen Oberfläche und wegen des verhältnismäßig langsamen Betonierfortschrittes hinsichtlich Rissebildung weniger gefährdet.

Zu 4. Auswaschungen.

Hochwasserentlastungsanlagen müssen so ausgebildet werden, daß die Gründung nicht durch Auswaschungen gefährdet ist. Dies gilt besonders für Gewichtsmauern.

Zu 5. Unsicherheiten in der Berechnung und den Belastungsannahmen.

Es wurde darauf hingewiesen, daß sich bei Gewichtsmauern die tatsächlichen Gegebenheiten infolge der nicht annähernd genau erfassbaren Wirkung des Auftriebes von den Rechnungsergebnissen weit entfernen können. Dieser Umstand hat bei aufgelösten Sperrmauern geringeren, bei Bogensperrmauern überhaupt keinen Einfluß.

Wegen ihrer hochgradigen statischen Unbestimmtheit unterliegen Bogensperrmauern Schwierigkeiten und Unsicherheiten der Berechnung, jedoch wird diese Unsicherheit dadurch ausgeglichen, daß statisch unbestimmte Bauwerke zusätzliche Standfestigkeitsreserven besitzen.

Von italienischer Seite wurde die Durchführung von Modellversuchen sehr empfohlen, um die umständliche Berechnung für derartige statisch unbestimmte Bauwerke zu vermeiden. Allgemein erkannte man dies an unter der Voraussetzung, daß die Ergebnisse der Modellversuche immer durch Messungen am fertigen und im Betrieb befindlichen Bauwerk nachgeprüft werden.

Allgemein wurde auch die Notwendigkeit umfassender Messungen an bestehenden Sperrmauern und die Veröffentlichung ihrer Ergebnisse gefordert.

Zu 6. Lebensdauer.

Über die Frage der Lebensdauer, insbesondere schlanker Bogensperrmauern war man geteilter Meinung. Es dürfte jedoch bei der Verwendung eines Betons hoher Güte nichts zu befürchten sein.

Zu 7. Wirtschaftlichkeit.

Die Wirtschaftlichkeit ist abhängig von der jeweiligen Wirtschaftsstruktur des betreffenden Landes. Die Schlußfolgerungen der Referenten verschiedener Länder gingen daher weit auseinander.

Überraschend war es zunächst, daß einige Referenten aus Ländern mit grundverschiedener wirtschaftlicher und sozialer Struktur doch zu gleichen Schlußfolgerungen kamen. Während es z. B. in Indien günstig ist, eine große Zahl ungelernter Arbeitskräfte einzusetzen, weil der Lohn niedrig ist, ist man vor allem in den USA bemüht, die Zahl der Arbeiter auf ein Mindestmaß einzuschränken und lieber unter Verwendung von viel Material und mit verstärktem Einsatz von Maschinen zu bauen. In beiden Fällen führte dies zur Bevorzugung von Gewichtsmauern, die einfach in der Form sind, wenn sie auch große Bauwerksmassen enthalten.

Die europäischen Referenten gelangten übereinstimmend zu dem Ergebnis, daß Wirtschaftlichkeit vor allem durch Masseneinsparung zu erreichen ist, auch wenn dies zu schwierigerer Gründung und umständlicherer Bauausführung führt.

Wenn das Tal für die Ausführung einer Bogensperrmauer geeignet ist, dann wird deren Wahl besonders in Frankreich, Italien und der Schweiz wirtschaftlich entschieden befürwortet. Wenn die örtlichen Verhältnisse der Baustelle die Ausführung eines Einzelgewölbes nicht gestatten, dann wird in Europa allgemein der Bau von Pfeilerkopfmauern mit möglichst großen Pfeilerabständen bevorzugt.

Um in der Frage der Wirtschaftlichkeit zu einem endgültigen Ergebnis kommen zu können, ist es zunächst erforderlich, daß in allen Ländern eine wirtschaftliche Statistik bei der Ausführung verschiedener Sperrmauer-Bauweisen geführt wird.

Allgemein kam zum Ausdruck, daß auf keinen Fall aus wirtschaftlichen Gründen versucht werden darf, an den Hochwasserentlastungsanlagen zu sparen.

Hauptthema III:

Setzung von Sperrbauwerken infolge der Zusammendrückbarkeit des Baustoffes oder des Untergrundes, einschließlich Einfluß von Erdbeben. Generalberichterstatter Prof. Tonini (Direktor der Adriatischen Elektrizitätsgesellschaft Venedig).

Zu diesem Thema waren 27 Beiträge eingegangen, deren Inhalt Prof. Tonini folgendermaßen untergliederte:

1. Konsolidierung des Untergrundes von Dämmen aus Erdmassen und Steinschüttungen.

2. Konsolidierung des Untergrundes von Sperrmauern aus Beton.

3. Setzungen und Verformungen von Sperrmauern aus Beton bei Gründung auf Felsboden.

4. Verschiebung der Talhänge des Staubeckens unter dem Einfluß hydrostatischen Druckes.

5. Setzungen des Damm-Materials bei Dämmen aus Erdmassen und Steinschüttungen.

6. Setzung des Betons in Sperrmauern.

7. Probleme der Bauausführung von Sperrbauwerken bei besonderen Untergrundverhältnissen.

8. Einwirkung von Erdbebenstößen auf Sperrbauwerke.

Tonini kam zu folgenden Schlußfolgerungen:

Die Konsolidierung des Untergrundes und die Setzungen von Sperrbauwerken gehören eng zusammen. Ein großer Unterschied besteht aber: Die Konsolidierung des Untergrundes kann nicht wirksam beeinflußt werden. Man kann höchstens für längere Zeitabschnitte die Maße und das Fortschreiten der Konsolidierung einigermaßen vorherbestimmen. Theoretisch und Laboratoriumsuntersuchungen sowie Baustellenbeobachtungen, insbesondere die Extrapolation von Baustellenmeßwerten während der Bauzeit liefern Grundlagen hierzu.

Die Setzungen eines Bauwerkes kann man mit guter Annäherung im voraus berechnen. Diese durch Rechnung erhaltenen Werte müssen laufend mit den tatsächlichen Werten, wie sie während der Bauausführung zu beobachten sind, verglichen werden.

Es ist auf diese Weise — wenn auch in begrenztem Maß — möglich, erforderlichenfalls noch während der Ausführung Änderungen des Bauwerks vorzunehmen, um etwaigen durch Vergleichsbeobachtungen erkannten Unzulänglichkeiten der Gründung zu begegnen.

Aber schon beim Entwurf eines Sperrbauwerks ist die voraussichtliche Setzung, sei es infolge Nachgebens der Gründung, sei es infolge Formänderungen des Bauwerks, zu berücksichtigen. Dadurch werden nachträgliche Verstärkungen vermieden, was ja immer mit Kosten und Zeitaufwand verbunden ist. Die Bemessung der verschiedenen Querschnitte des Bauwerks wird erleichtert durch ein eingehendes Studium der zu erwartenden Setzungen.

Wegen der Elastizität des Felsbodens werden die Drucklinien von Beton-Bogensperrmauern unter gleichförmiger Last wie sie das Wasser darstellt, im Scheitel eine größere Exzentrität als an den Kämpfern aufweisen. Es ist aber nicht möglich, die Wirkung der Elastizität des Felsbodens auf eine Bogensperrmauer eindeutig zu bestimmen, da diese nicht nur abhängig von dem Verhältnis der E-Moduln des Betons und des Felsbodens ist, sondern auch vom mittleren Verhältnis aus Bogenradius R zur Bogendicke d und vom Zentriwinkel des Bogens.

Schlank Bögen mit einem sehr hohen R/d -Verhältnis und mit großem Zentriwinkel werden durch Setzungen wenig beeinflusst, da ihr statisches Verhalten dem eines Dreiecksbogens ähnelt, während weniger schlanke Bögen als eingespannte Bögen wirken und sich bei ihnen die diesen eigentümlichen Beanspruchungen ergeben. Infolgedessen ist es nur dann möglich, auf Felsgrund von gewisser Elastizität Bogensperrmauern zu bauen, wenn die Bögen schlank und mit weitem Zentriwinkel ausgebildet sind.

Ein befriedigender Vergleich zwischen theoretischen und tatsächlichen Talsperrenbeanspruchungen ist nur dann möglich, wenn man in der Lage ist, den wirklichen Setzungsverlauf der Gründung zu verfolgen.

Es sei noch darauf hingewiesen, daß jedem Projekt gewisse maximale und minimale Lastenannahmen zugrunde gelegt werden, die in der Wirklichkeit selten mit ihren Grenzwerten gleichzeitig auftreten. Auch muß man bedenken, daß der Entwurf einen Untergrundzustand annimmt, wie er sich normalerweise erst nach einer Reihe von Betriebszyklen einstellt.

Die Ausdeutung von Versuchsergebnissen ist also eine schwierige Aufgabe, weil hierbei Grundlagen verwendet werden müssen, die nicht immer mit ausreichender Genauigkeit bestimmt werden können.

Vorversuche in Laboratorien und auf Baustellen sind nötig und werden in vielen Fällen auch wertvolle Ergebnisse liefern.

Auch hier waren sich sämtliche Diskussionsteilnehmer darüber einig, daß sehr sorgfältige Messungen am fertigen Bauwerk — sowohl an der Gründung als auch an den Talhängen des Staubeckens — notwendig sind. Diese Messungen und Beobachtungen sind besonders wertvoll, wenn sie durch viele Jahre hindurch fortgesetzt werden.

Es ist allgemein bekannt, daß es bei derartigen Kontrollmessungen sehr schwierig ist, absolute Werte zu erhalten. Es sei nur hingewiesen auf die Schwierigkeiten für die Anlage

außerhalb der Einflußsphäre der Bauwerksbewegungen liegen-der und von den Wetterverhältnissen unbeeinflussbarer Meß-punkte. Eine gute Lösung ist die Verwendung versenkter Meß-punkte. Man darf annehmen, daß solche Punkte in einer Tiefe von 20—40 Meter die für eine Vermessung erforderliche Sicher-heit besitzen. Sie müßten in einer Entfernung von 500—1000 m vom Bauwerk liegen.

Man war sich darüber einig, daß durch seismische Unter-suchungen ein dynamischer Modul des Gesteins für „Null-Last festgestellt werden kann.

Semenza (Venedig) empfahl, für die Gesteinsklassifikation eine „Qualitätsskala“ zu schaffen, die sich aufbauen soll auf zahlreiche Versuchswerte der dynamischen Moduln. Hierdurch würden Klassifikation und Vergleich der Gesteine sehr erleich-tert und beschleunigt werden.

Es wurde als sehr erwünscht angesehen, die verschiedenen Meßinstrumente, ihre Installation und die Verfahren zu ihrer Herstellung zu normen, um die Lösung aller der mit Kontroll-messungen an Sperrbauwerken zusammenhängenden Probleme zu erleichtern. Auf diese Weise könnte man in den verschiede-nen Ländern vergleichbare Werte erhalten.

Die „Internationale Kommission für Talsperren“ sollte sofort einen lebhaften Austausch von Untersuchungsergebnissen ver-antwortlich in die Hand nehmen, selbst wenn diese Ergebnisse noch nicht den Grad höchster Vollendung besitzen. Eine große Summe von Beobachtungstoff des Fachgebietes würde sofort verfügbar werden, mit dem man die verwinkelten Erscheinun-gen im Sperrnbau besser als bisher untersuchen könnte.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß aus allen Dis-kussionsbeiträgen der einheitliche Gedanke herausleuchtete, daß die alte Ansicht, man könne Sperrbauwerke nur auf gesundem, kompaktem und rissefreiem Felsen bauen, überholt ist und daß sie ersetzt werden muß durch die Erkenntnis, daß diese Bau-werke auch auf einen Baugrund gegründet werden können, der nicht die eben erwähnten Eigenschaften besitzt.

Voraussetzung ist nur, daß die Projekte gut durchkonstruiert und den örtlichen Verhältnissen angepaßt sind. Solche Bau-werke haben keine geringere Sicherheit als die früher auf gesundem Felsen errichteten.

Tonini endete mit dem Wort: „Um die Natur zu beherr-schen, muß man ihr folgen und ihr gehorchen.“

Hauptthema IV

Beton für große Sperrmauern. Hauptberichterstatte F. M. Lea.

Hier wurde der Einfluß der Zusammensetzung des Betons von Sperrmauern auf seine Dichtigkeit und Frostbeständigkeit behandelt.

Es waren 20 Beiträge eingereicht worden, von denen 13 die Erfahrungen an im Betrieb befindlichen Sperrmauern und 7 die Ergebnisse systematischer Laboratoriumsuntersuchungen wieder-gaben.

Man war sich darüber klar, daß die Übertragung der Ergeb-nisse von Laboratoriumsuntersuchungen über die Eignung ver-schiedener Betonmischungen in die Praxis oft dadurch beein-flußt wird, daß die Probekörper nicht die gleichen Verhältnisse bezüglich Verarbeitbarkeit des Betons, Korngröße der Zuschlag-stoffe u. ä. aufweisen, wie sie später im Massenbeton des Bau-werks vorhanden sind. Die Probekörper müssen deshalb ge-nügend groß gemacht werden, um einigermaßen richtige Schlüsse aus den Untersuchungsergebnissen ziehen zu können.

Bei Frostbeständigkeitsprüfungen im Laboratorium kann man nur schwer diejenigen Gefrier- und Auftauverhältnisse schaffen, die später in der Natur angetroffen werden. Wegen der für Laboratoriumsversuche notwendigen starken Vereinfachung der Prüfbedingungen für derartige Frostversuche muß man sich hüten, aus ihren Ergebnissen zu weitgehende quanti-tative Schlüsse auf das Verhalten des Betons im Bauwerk unter Frosteinfluß zu ziehen. Die vielen angestellten Frostversuche zeigen eine starke Streuung der Ergebnisse.

Die im Laboratorium erzielten Resultate sind also immer mit Vorsicht zu verwenden und mit den Beobachtungen, die später laufend am fertigen und im Betrieb befindlichen Bau-werk angestellt werden müssen, zu vergleichen.

Bezüglich der Betonzusammensetzung ergab sich folgendes:

Ohne Zusatz von Luftporenbildnern ist der Wasserzement-faktor die wichtigste Einflußgröße für die Dichtigkeit und die Frostbeständigkeit des Betons. Der erforderliche Zementgehalt hängt stark von der Art, Form und Kornabstufung der Zu-schlagstoffe ab. Jede Verbesserung derselben wirkt sich in einem geringeren Zementgehalt aus. Besonders beeinflusst auch die Korngröße des Feinsandes den erforderlichen Zementgehalt.

Bei Zusatz von Luftporenbildnern ist der Anteil der Luft-poren von ebensolcher Bedeutung für die Dichtigkeit und Frost-beständigkeit wie der Wasserzementfaktor und für die Wirk-samkeit der Luftporenbildner ist wiederum der Feinsandanteil von Einfluß. Die Zugabe von Luftporenbildnern kann eine Verringerung des Wasserzementfaktors um etwa 20 % be-wirken. Die Luftporenbildner haben einen günstigen Einfluß auf die Verbesserung der Verarbeitbarkeit des Betons und sind infolgedessen bei Verwendung trockener Mischungen von Be-deutung.

Die Verwendung von Flugasche wird für die Dichtigkeit des Betons als vorteilhaft angesehen.

Wege zur Herabsetzung des Zementgehalts für den Kern-beton ohne Beeinträchtigung der Dichtigkeit sind außer dem erwähnten Zusatz von Luftporenbildnern

Anwendung von Ausfallkörnungen im Sandteil der Zuschlag-stoffe,

Beseitigung des Feinstandes unterhalb der Korngrößen von 0,1 mm,

Vermeidung von Brechsand und Ersatz desselben durch Natursand mit runder Körnung.

Verwendung eines hohen Anteils sehr grober Zuschlagstoffe von 20—40 cm Durchmesser, die auf den in Lagen einge-brachten feinkörnigen Beton verlegt und dann eingerüttelt werden.

Zusatz von Gesteinsmehl oder Kalk zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit ist von nachteiligem Einfluß auf die Frost-beständigkeit.

Für gute Frostbeständigkeit scheint die Verwendung von Hochofenzement sehr günstig zu sein.

Die Mahlfeinheit des Zements hat nur einen geringen Ein-fluß auf die Frostbeständigkeit, doch dürfte immerhin größere Mahlung des Zements die Frostbeständigkeit verschlechtern.

Beton mit Zementgehalt unter 200 kg/m³ ist in der Regel von ungenügender Frostbeständigkeit und sollte an der Luft-seite der Mauer nicht Verwendung finden. Das Optimum scheint bei 250 kg/m³ zu liegen. Bei Erhöhung des Zementgehalts über diesen Wert hinaus wurde in einem Fall sogar ein Abfallen der Frostbeständigkeit beobachtet.

Die untere Grenze des Zementgehalts ist auch vom erforder-lichen Grad der Verarbeitbarkeit abhängig.

Die Auswertung der in den Berichten aus den verschiede-nen Ländern gegebenen Daten zahlreicher ausgeführter moder-ner Betonspermauern ergab folgende Grenzwerte für den Zementgehalt:

Für Vorsatzbeton von Gewichtsmauern variiert der Zement-gehalt zwischen 223 kg/m³ bei Zusatz von Luftporenbildnern und 367 kg/m³ ohne Zusatz solcher, letzteres im Falle einer geringen Dicke der Vorsatzbetonschicht.

Der Zementgehalt des Kernbetons moderner Gewichtsmauern wurde mit 111 kg/m³ (mit Luftporenbildnern) und 223 kg/m³ (ohne Luftporenbildner) angegeben.

Bei Gewölbespermauern und bei aufgelösten Mauern liegt der Zementgehalt zwischen 165 kg/m³ und 325 kg/m³.

Die Dichtigkeit und die Frostbeständigkeit von Beton ver-schiedener Mischungsverhältnisse kann nicht nur nach dem Zementgehalt beurteilt werden, da ja, wie schon gesagt, gleich-zeitig auch verschiedene andere Einflußgrößen von Bedeutung sind, wie Wasserzementfaktor, Zusatz von Luftporenbildnern, Zuschlagstoffe, Feinsandgehalt, Verarbeitbarkeit. Deshalb kön-nen kritische Vergleiche von Betonmischungen ausgeführter Sperrmauern nicht generell angestellt werden, sondern immer nur unter Berücksichtigung der besonderen örtlichen Verhält-nisse, wie Klima, Aggressivität des Wassers, Stauhöhe, Mauer-dicke, Dicke des Vorsatzbetons an der Wasser- und Luft-seite u. a.

Fast übereinstimmend war man der Meinung, daß Undich-tigkeiten einer Staumauer meist nicht aus der Zusammensetzung des Betons, sondern aus Konstruktions- und Ausführungs-mängeln herrühren (Fugenausbildung, Betonverdichtung u. ä.).

Man war sich klar, daß das Problem des Betons für Sperr-mauern noch lange nicht gelöst ist und daß weitere Beobachtun-gen, Untersuchungen und Prüfungen notwendig sind, deren Durchführung nach folgenden Gesichtspunkten vorgeschlagen wurde:

1. Möglichkeit zur Zementersparnis im Kernbeton von Ge-wichtsmauern ohne Beeinträchtigung der erforderlichen Dichtig-keit.

2. Bedeutung des Zementgehalts, des Wassergehalts und damit des Wasserzementfaktors für die Bestimmung der Frost-beständigkeit und die Dichtigkeit des Betons, und zwar mit und ohne Zusatz von Luftporenbildnern.

3. Einfluß des Feinsandgehalts auf Frostbeständigkeit und Dichtigkeit.
4. Einfluß des Zusatzes von Luftporenbildnern auf die Dichtigkeit.
5. Ausmaß und Art des Angriffs betonschädlicher Wässer auf Betonspermauern.
6. Beziehungen zwischen Laboratoriumsergebnissen bezüglich Dichtigkeit und Frostbeständigkeit und Beobachtungen sowie Erfahrungen an im Betrieb befindlichen Spermauern.

Mitteilungen aus der Industrie

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Isolierung muß sein — aber womit isolieren?

Mit dem Erscheinen der DIN 4108 „Wärmeschutz im Hochbau“ und der DIN 4109 „Schallschutz im Hochbau“ wurde das Problem Isolierung im Hochbau mehr und mehr beachtet. Aus der Vielzahl von Dämmstoffen, die auf dem Markt sind, muß sich der Bauplaner den für seine Zwecke geeigneten Dämmstoff wählen. Das ist durchaus nicht immer leicht.

So wird man z. B. kaum ein Kühlhaus mit Mineralwolle isolieren, weil diese keinen genügenden Schutz gegen Dampfdiffusionsfeuchtigkeit bietet. Bei der Isolierung mit hygroskopischen Dämmstoffen hat schon so manche Isolierung versagt, weil der Einbau von Diffusionssperren vernachlässigt wurde. Derartige kann namentlich bei Objekten mit hohem relativen Luftfeuchtigkeitsgehalt kritisch werden. In solchen Fällen sollte man von vornherein Dämmstoffe wählen, die von Natur aus weitgehenden Schutz gegen Wasseraufnahme bieten.

Ein neuer Isolierstoff, der unter der Markenbezeichnung *Poronyl* gehandelt wird, ist in bezug auf Dämmung und Widerstandsfähigkeit gegen Feuchtigkeit sogar dem pech- und bitumengebundenen Korkstein überlegen. In der Schalldämmung hat *Poronyl* Bedeutung dadurch erlangt, daß es eine bisherige Lücke im Bereich der Körperschalldämmung schloß. Diese Lücke klappte bisher zwischen Faserstoffen — Luftschichten mit einem dynamischen Elastizitätsmodul von 0,1–1,5 kg/cm² und den Weichfaserplatten und Kork mit $E = 60$ bis 200 kg/cm²; dazwischen gab es bisher keine geeigneten Dämmstoffe, so daß man gezwungen war, kostspielige Äquivalente in Form von Federelementen usw. anzuwenden. Mit *Poronyl* läßt sich bereits bei der Fabrikation jeder gewünschte dynamische E -Modul einstellen. Es geschieht durch die Einstellung des Raumgewichtes, das zwischen 15 und 25 kg/m³ liegt.

Poronyl hat noch weitere Eigenschaften, die den Fachmann interessieren. *Poronyl* ist mit einer Wärmeleitzahl von 0,027 mW/°C/kcal bei 0° C Mitteltemperatur ein äußerst schlechter Wärmeleiter und dabei nicht hygroskopisch. Mit einem Dampfdiffusionswiderstandsfaktor von 100–160 (je nach Raumgewicht) ist *Poronyl* auch gegen Luftfeuchtaufnahme weitgehend widerstandsfähig. Diese Beständigkeit gegen Feuchtaufnahme jeder Art wird — mit Ausnahme von Schaumglas und reinem Bitumen — von keinem anderen Baustoff erreicht. Da dieser Isolier- und Baustoff außerdem sehr wirtschaftlich und preiswert ist, darf man annehmen, daß er sich auf dem Baustoffmarkt rasch durchsetzen wird. Soviel kann gesagt werden: der Planer hat jetzt bei moderner Isolierung eine Sorge weniger.

Ing. A. J. Sickart, Wedel/Holstein.

Der vielseitige Klebestreifen

Viele Stadien sind es, die ein Neubau von der Planung bis zur Übergabe, von der ersten Ideen-Skizze bis zum „Darin-Wohnen“ durchläuft. Noch zahlreicher als die Stadien sind die Werkstoffe und Hilfsmittel, die verwendet werden, um aus der Idee den fertigen Bau werden zu lassen. Aber wohl kaum ein Hilfsmittel ist so vielseitig verwendbar, wie der kleine, fast unscheinbar wirkende Klebestreifen, den der Fachmann als „Selbstklebendes Tesa-Fabrikat“ kennt. In Stichworten sei das Werden eines Baues verfolgt und überall dort näher angesehen, wo Tesa-Fabrikate die Arbeit erleichtern oder neue Arbeits- und Gestaltungsmethoden zulassen.

Planen. Planen heißt zeichnen; jede Einzelheit „entsteht“ zunächst auf dem Papier. Das Papier ist mit *Tesakrepp* auf dem Reißbrett befestigt — das gibt keine Löcher in Papier und Brett, und die Reißschiene bleibt, wenn sie über die Zeichnung gleitet, nirgends hängen. Reißt das Zeichenpapier ein, beheft beschriftbarer *Tesafilm* schnell und unauffällig den Schaden. Ehe die fertige Zeichnung zur Lichtpausmaschine geht, schützt man die Kanten mit dem selbstklebenden Einfaßband *Tesaborde* gegen Einreißen.

Bauausführung. Das „wichtigste Handwerkszeug“ auf dem Bau ist der Besen! Jeder Handwerker hinterläßt eine „Visitenkarte“ in Form von mehr oder weniger markantem Dreck. Der nächste, der weiterarbeiten will, verwendet einen guten Teil seiner Arbeitszeit dazu, den Schmutz des Vorgängers zu beseitigen.

All diese Arbeit wird gespart, wenn Heizkörper, Glasscheiben, Waschbecken, Fußboden und alles, was für Schmutz empfänglich ist, abgedeckt wird. Abgedeckt, das heißt verkleidet mit Papier, das mit *Tesakrepp* zusammengehalten wird. Kleinere Teile kann man

Es wurde vorgeschlagen, zur Behandlung dieser Teilprobleme einheitliche Fragebogen zu schaffen, die einen internationalen Vergleich aller Untersuchungen und Beobachtungen des Beton von Sperrmauern auf einheitlicher Basis ermöglichen, was bisher gefehlt hat.

So endete der Kongreß, der allen Teilnehmern viele Anregungen brachte und eine weitere Erforschung aller noch zu lösenden Fragen auf einheitlicher Basis in die Wege leitete, die im nächsten Kongreß 1959 zur Aussprache kommen werden.

Prof. E. Lewicki, Dresden.

direkt mit *Tesakrepp* abdecken, wie es Lieferanten von Spezialbeschlägen schon seit langem tun. Der Architekt, der ein Bauvorhaben „mit *Tesakrepp* gebaut“ hat, bleibt dabei: die Mehrausgabe ist schnell an Löhnen eingespart — und die Zufriedenheit der Bauherren läßt sich kalkulatorisch gar nicht erfassen!

Dekoratives Gestalten. Die dekorative Flächenbehandlung ist eine Domäne der selbstklebenden Tesa-Fabrikate. Der plastische Anstrich, aufgeteilt in Einzelfelder oder gegliedert durch Figur und Ornament, findet in *Tesakrepp* und *Tesadur V 2* (aus glatten Spezialpapier) die idealen Begrenzungsstreifen, die (wie alle Tesa-Fabrikate von nicht fasernen Flächen) nach beendeter Arbeit ohne Rückstände zu hinterlassen wieder abgezogen werden können.

Gläserne Trennwände erfahren dekorative Belebung von repräsentativer Wirkung durch ornamentale oder figürliche Darstellungen in Sandstrahltechnik. Das selbstklebende *Tesadur V 2* hat sich dabei als gefügiges Schablonenmaterial von hoher Festigkeit bewährt.

Dem Fußboden wird heute erhöhte Aufmerksamkeit geschenkt. Wer Auslegeware aus synthetischen Textilfasern wählt, braucht zum Verlegen *Tesaband 1 g*.

Wohnen. Zunächst wird der Wohnungsinhaber dankbar sein, daß er eine Wohnung beziehen darf, die wirklich sauber ist. Aber auch für ihn bietet die Hilfe, die Tesa heißt, noch viele andere Vorteile. Da sind zunächst die knallenden Türen: Ein Streifen *Tesamoll* — selbstklebend — aus elastischem Kunststoffschäum dämpft wunderbar und schafft schnell Abhilfe. *Tesamoll* — in den Fensterrahmen geklebt — schützt auch vor Zugluft und Staub. Findige Leute kleben *Tesamoll* auch an den Ecken oder den lotrechten Kanten hinter die Bilder; sie können sie dann vom ersten Tag an aufhängen, auch, wenn die Wände noch nicht ganz ausgetrocknet sind. Bevor die Bilder aber aufgehängt werden, kommt ein kleines Stück *Tesafilm* dorthin, wo der Nagel eingeschlagen wird, dann gibt es kein Malheur mit dem Putz!

Soweit, was über Tesa-Fabrikate im Baubetrieb allgemein zu sagen war. Einzelheiten und Anregungen über die Flächengestaltung mit Tesa-Fabrikaten enthält eine Druckschrift, „Praktische Winke“, die die Technische Abteilung der Firma P. Beiersdorf & Co. A.-G., Hamburg 20, interessierten Betrieben auf Wunsch kostenlos abgibt.

Altes Problem — neu gelöst Wachsender Marktanteil der Kunststoff-Fußböden

Probleme um den Fußboden sind so alt wie die Menschheitsgeschichte. Ein weiter Weg führte von der Höhlenwohnung zum Zimmer unserer Zeit. Und der Boden erfuhr im Laufe der Jahrhunderte mannigfache Wandlungen.

Jedoch blieb die Zahl der Fußbodenarten bis zum zweiten Weltkrieg verhältnismäßig gering. Erst nach 1945 kamen viele neue Fabrikate auf den Markt, eine Entwicklung, die von vier Faktoren entscheidend beeinflusst wurde: von dem großen Neubaubedarf, der Geldknappheit, der Furcht, bei fortgesetztem Holzraubbau könne Deutschland versteppen und schließlich von dem gewaltigen Aufschwung der Kunststoffindustrie.

Inzwischen ist wieder eine Beruhigung eingetreten. Viele Fußbodenarten verschwanden, andere sind geblieben. Wie auf so vielen Gebieten hat aber die moderne Chemie mit ihren Kunststoffen auch hier Einfluß auf das tägliche Leben des Menschen genommen. Einige der jüngsten Böden, die auf Kunststoff basieren, haben einen erheblichen Marktanteil gewonnen. Dazu gehören etliche fugenlose Spachtelbeläge, Bahnenbeläge auf Polyvinylchloridbasis (P.V.C.) und in beträchtlichem Umfang Fußbodenplatten, hier wiederum vor allem *Dunloplan*. Gerade die Fußbodenplatten sind im Laufe der Zeit immer mehr veredelt worden und haben im wahrsten Sinne an Boden gewonnen. Durch den Zusatz von Asbestfasern wurde es möglich, sie in wesentlich geringerer Stärke herzustellen, als man es früher für möglich hielt, was wiederum zur Erhöhung der Abriebwerte und damit der Lebensdauer führte.

Einer der großen Vorteile der modernen thermoplastischen Platte — wie sie *Dunloplan* herstellt — ist die Farbe, der immer mehr Bedeutung im sonst so grauen Alltag zukommt. Während früher der Fußboden in erster Linie als Schutz gegen Feuchtigkeit und Kälte diente, soll er heute ein wesentlicher Faktor der schönen Raumgestaltung überhaupt sein.

Dunloplan G.m.b.H., Hanau a. M.

Ende November erscheint:

Brücken für die Ewigkeit

(Aus dem Amerikanischen)
von D. B. Steinman

420 Seiten DIN A 4 mit vielen Bildern,
Ganzleinen DM 24,—

**Der Geschenkband für den Ingenieur und
den technisch interessierten Nachwuchs!**

Der deutsch-amerikanische Ingenieur und Brückenbauer D. B. Steinman beschreibt das Lebenswerk seines großen Vorgängers, des deutschen Ingenieurs Johann A. Roebling, der 1831 nach den USA ging und dort durch seine weit in die Zukunft wirkenden technischen Erfindungen die Grundlage für den modernen amerikanischen Brückenbau schuf. Roeblings Lebenswerk war der Bau der weltberühmten Brooklyn-Brücke in New York.

In der englisch sprechenden Welt wurden bereits über 60.000 Exemplare des Buches verkauft.

„Die Brooklyn-Brücke ist für New York das, was der Eiffel-Turm für Paris ist. Beide, Roebling und Eiffel, waren ihrer Zeit weit voraus und eroberten neuen Raum“, schreibt die amerikanische Zeitschrift „Norman Bel Geddes.“

WERNER-VERLAG · DUSSELDORF
In jeder Buchhandlung

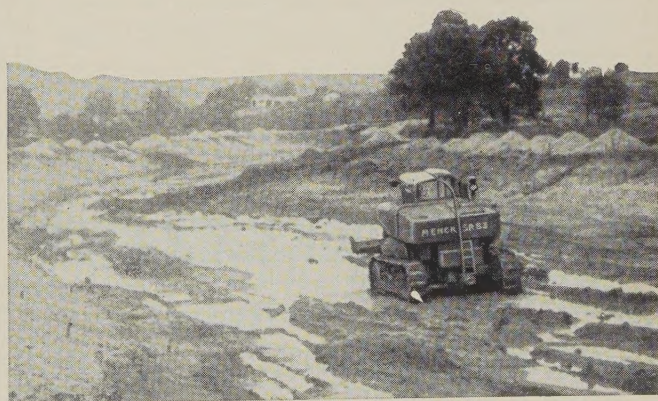


bei jedem Wetter

und zu allen Jahreszeiten bleibt die MENCK-Schürf-Kübelraupe im Einsatz. Aufgeweichtes Baugelände und wenig tragfähiger Boden hindern das Gerät kaum bei seiner Arbeit. Der Schwerpunkt der beladenen SR 53 liegt über der Mitte der Raupenketten, die sich pendelnd den Bodenunebenheiten anpassen.

DIE MENCK-SCHÜRFKÜBELRAUPE:

- arbeitet im Pendelverkehr
- entlädt vor Kopf
- schürft ohne Hilfsgeräte
- plant und transportiert in einem Arbeitsgang
- befährt wenig tragfähigen, aufgeweichten Boden
- erklimmt Steigungen bis zu 40%



MENCK & HAMBROCK GMBH
HAMBURG-ALTONA



Fordern Sie unsere neue Drucksache Nr. 588 E

STABILO



lichtpauseecht
bruchsicher
farbstark

Farbstifte in 30 Farben
Graphitstifte in 20 Härten
für die
exakte Arbeit!

mit Schwan am Stift



STELLENANGEBOTE**Diplom-Ingenieur**

29 J., led., wohnh. im Ruhrbezirk, prakt. Erfahrung in Statik und Kalkulation, verhandlungsg., gute Umgangsformen. Auslands-erf., in verantw. Position, perf. engl. Sprachkenntnisse in Wert und Schrift, Führersch., eigener Wagen ab Dez. 56, sucht entspr. Wirkungskreis, mögl. Baustelle, auch Ausland.

Angebote unter „Der Bauingenieur“ 265 an den Springer-Verlag, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Anzeigenabteilung.

Die Stadtverwaltung Düsseldorf sucht für das Straßen- und Brückenbauamt zum 1. 1. 1957 einen jüngeren

Diplom-Ingenieur

für Bauleitungsaufgaben mit Eignung für Statik und Konstruktionsaufgaben.

Die Einstellung erfolgt nach Verg.-Gruppe III TO. A.

Bewerbungen sind mit den üblichen Unterlagen bis zum 1. 12. 1956 an das Personalamt der Stadtverwaltung Düsseldorf zu richten.

Beim Stadtbauamt der Stadt Kamen/Westf. (18 000 Einwohner), Ortsklasse A, ist für die Bearbeitung eines Zentralentwässerungsplanes und andere Aufgaben, Ausschreibung, Bauleitung, Abrechnung, die Stelle eines

Tiefbau-Ingenieure

zur Entlastung des Leiters der Tiefbauabteilung sofort zu besetzen. Vergütung erfolgt nach der TO. A. Aufstiegsmöglichkeiten vorhanden.

Voraussetzung: Abschlußprüfung einer Staatsbauschule. Gesucht wird eine Kraft mit gutem Darstellungsvermögen und guten Kenntnissen im städt. Tiefbau, besond. Stadtentwässerung. Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Zeichenproben sind an das Hauptamt der Stadt Kamen zu richten.

Großunternehmen der Bauindustrie sucht für das Gebiet Nordrhein-Westfalen einen erfahrenen

Straßenbau-Fachmann

(Dipl.-Ing.)

mit besonderen Kenntnissen im Schwarzdeckenbau für leitende Stellung bei Akquisition, Kalkulation und Überwachung von Bau-durchführungen.

Angebote unter „Der Bauingenieur“ 270 an den Springer-Verlag, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Anzeigenabteilung.

STELLENGESUCHE**Diplom-Ingenieur (Bauing.)**

34 J., 5 J. Praxis — Statik — Stahlbeton — Spannbeton — Hoch- und Tiefbau, vertraut mit größten Industriebauten, möchte jetzt in den Raum Düsseldorf—Ruhrgebiet—Wuppertal und sucht ausbaufähige Stellung in Industrie, Bauunternehmen (auch Kalkulation), evtl. wissenschaftl. Tätigkeit. Nicht Gehalt, sondern die Aufgabe wird bestimmend sein.

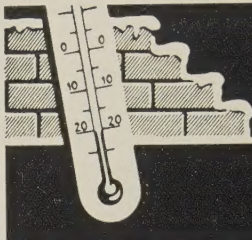
Gefl. Angebote unter „Der Bauingenieur“ 262 an den Springer-Verlag, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Erfindung: REGENSCHUTZ

zum Patent angemeldet

Sie können bei jedem Regenwetter am Bau vollkommen unbehindert weiter arbeiten. Mein Verfahren gebe ich gegen DM 50,— an Baufirmen usw. mit Berechtigung der Anwendung ab.

Hans Heins · Hamburg 20 · Loogestieg 6



FRIGIDOL
FROSTSCHUTZMITTEL
ermöglicht Beton-, Maurer- und Verputzarbeiten bei jeder Kälte

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE · DATTLEN · RUF. 2187

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder Union 3“ und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Rastatt 2177

Einführung in die Technische Mechanik

Nach Vorlesungen.

Von Dr.-Ing. István Szabó,

o. Professor der Mechanik an der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg.

Zweite verbesserte und erweiterte Auflage.

Mit 492 Abbildungen. XII, 397 Seiten Gr.-8°. 1956

Ganzleinen DM 22,50.

Aus den Besprechungen der ersten Auflage:

Das vorliegende Buch ist in erster Linie für Studierende geschrieben, und man spürt in ihm auf Schritt und Tritt den berufenen und erfahrenen Lehrer. Als solcher kennt der Verfasser die Schwierigkeiten, die sich dem begrifflichen Erfassen dieser für alle Ingenieure grundlegenden Materie entgegenstellen, und er versteht es vortrefflich, den Studierenden durch sie hindurchzuführen

Von großem Wert sind die zahlreichen, sorgfältig ausgewählten Zahlenbeispiele, und einen besonderen Reiz bilden die ebenso zahlreichen historischen Bemerkungen, die Wesentliches zur Entstehungsgeschichte der Mechanik beitragen und in hohem Maße geeignet sind, in den Studierenden Liebe zum Gegenstand zu erwecken und ein tieferes Verständnis für das Menschliche zu schaffen, das sich in diesen eher abstrakten Lehren und Theorien kundtut. Das knapp, klar und übersichtlich geschriebene Werk, in dem stets das Wesentliche mit Geschick herausgearbeitet ist, wird außer Studierenden auch manchem in der Praxis stehenden Ingenieur eine wertvolle Hilfe sein.

„Schweizerische Bauzeitung“

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Bautenschutz durch **PROLAPIN** dichtet Mörtel u. Beton **PROLAN** Betonverflüssiger **FLUATOL** Schalungsmittel **OSITEX** hellfarb. Schutzanstrich **ORKIT** schwarzer Schutzanstrich **LITHURIN** "ES" dichtet Fassaden farblos

HANS HAUENSCHILD & CO. HAMBURG - WANDSBEK

Schleusen und Hebewerke.

Von Dr.-Ing. **Hans Dehnert**, Regierungs- und baurat a. D., o. Professor an der Hochschule für Verkehrswesen in Dresden. Mit 320 Abbildungen. (Handbibliothek für Bauingenieure. Neue Reihe. Hrsg. von Prof. Dr.-Ing. Ferd. Schleicher.) VIII, 340 Seiten Gr.-8°. 1954. Ganzleinen DM 45,—

Das obige Werk behandelt die Planung, Gestaltung, Bauausführung und den Betrieb von Schiffsschleusen und Hebewerken. Es befaßt sich also mit den kompliziertesten Gliedern einer Wasserstraße, deren Ausbildung für die Sicherheit, Schnelligkeit und somit auch Leistungsfähigkeit des Wassertransportes von größter Bedeutung ist.

„Österreichische Wasserwirtschaft“

Konstruktive Grundzüge und praktische Erfahrungen beim Bau und Betrieb von Stahlwasserbauten.

Von Dipl.-Ing. **Franz Köhler**, München. Mit 75 Abbildungen. VII, 135 Seiten Gr.-8°. 1956. Steif geheftet DM 13,20

Inhaltsübersicht: Erster Teil: **Wehrverschlüsse**. A. Allgemeines: Bewegliche Wehrverschlüsse. Antriebe, Gewichte und Kosten. — B. Dichtungen: Allgemeine Anforderungen. Ausführungsarten. — C. Wehrbeheizung. — D. Unterwasserrostschutz. — E. Berechnung von Stahlwasserbauten: Stahlkonstruktionen. Antriebe. — Zweiter Teil: **Schleusenverschlüsse**. A. Allgemeines. Lastannahme. Statistische, konstruktive und bauliche Besonderheiten. — C. Antriebe: Allgemeines. Huborgane. Motorleistung. Bemessungsgrundlagen. Anwendung bei verschiedenen Verschlusssystemen. — D. Unterwasserrostschutz. — E. Zusammenfassung. — **Sachverzeichnis**.

Das Fachgebiet des Stahlwasserbaues hat durch die nach Kriegsende wieder einsetzende Bautätigkeit neuen Aufschwung erfahren. Neben den im Wehr- und Schleusenbau allgemein auftretenden Problemen bautechnischer Art haben vor allem auch die Verschlusssysteme und die Antriebe zahlreiche Verbesserungen aufzuweisen. Teilweise ist auch eine neue Entwicklung erkennbar. Maßgeblich beteiligt an diesen Fortschritten sind die Erfahrungen, die in den letzten 30 Jahren beim Bau und Betrieb von Stahlwasserbauten gesammelt werden konnten. Diese zu vermitteln und den gegenwärtigen Stand der Entwicklung aufzuzeigen, ist der Zweck dieser kleinen und zusammenfassenden Abhandlung.

Bemessungsverfahren für Verbundträger.

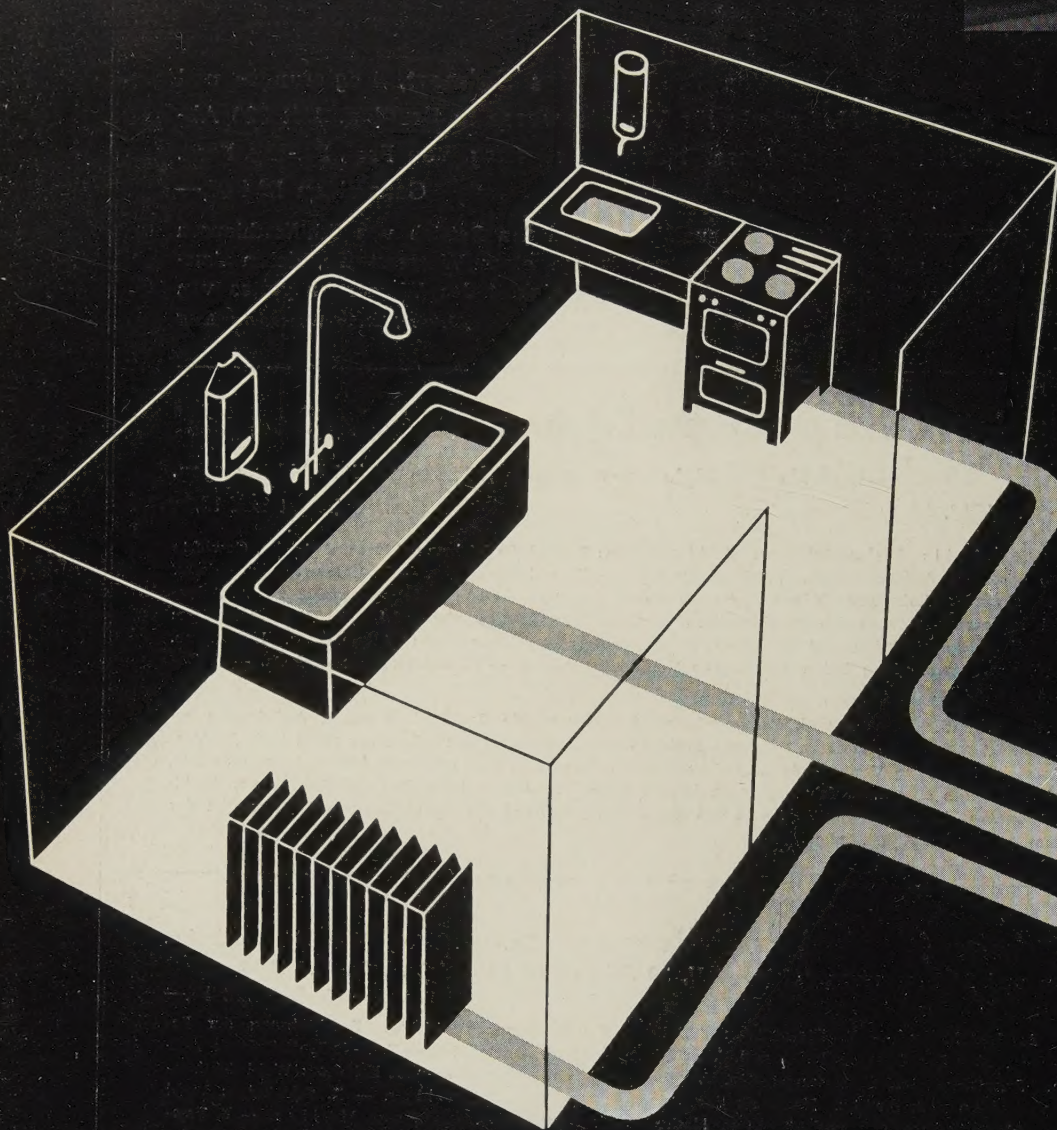
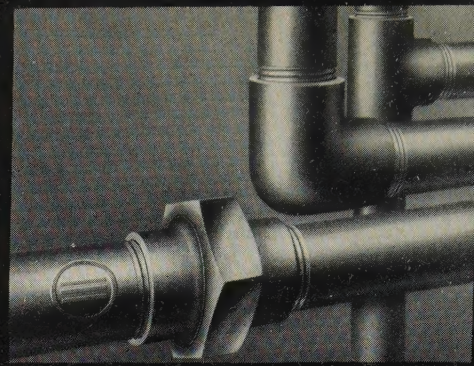
Von Dr.-Ing. **Günter Utescher**, Karlsruhe. Mit 27 Abbildungen und 24 Bemessungstabellen. VII, 39 Seiten und 24 Tabellen. Gr.-8°. 1956. Steif geheftet DM 12,—

Inhaltsverzeichnis: **A. Einführung**. — **B. Blechträger**: Ableitung der Bemessungsgleichung. Durchführung der Bemessung. Der Sonderfall $M_v = M_v$, K_f . Der Sonderfall $M_{st} = 0$. Verstärkung des Stahl-Obergurtes. — **C. Walz-Profil-Träger**: Aufstellung der Bemessungstabellen. Benutzung der Bemessungstabellen. Verstärkung von Walzprofilen. — **D. Kriechen**: Wahl des Verfahrens. Nachweis der Kriechspannungen nach Fritz. Nachweis der Kriechspannungen nach Müller. — **E. Schwinden**: Wahl des Verfahrens. Nachweis der Schwindspannungen nach Fritz. Nachweis der Schwindspannungen nach Müller. — **F. Temperatur**. — **G. Abstufung der Stahlträgergurte**. — **H. Walzprofil-Träger der Gruppe I/DIN 4239**: Aufstellen der Tragfähigkeitstabellen. Benutzung der Tragfähigkeitstabellen. Nachweis der Betonspannung. — **I. Zahlenbeispiele**: I. Bemessung eines Blechträger-Verbundquerschnittes für Beanspruchung durch M_{st} und M_v . — II. Bemessung eines Blechträger-Verbundquerschnittes für Beanspruchungen allein durch M_v . — III. Verstärkung des Stahl-Obergurtes. — IV. Bemessung eines Walzprofil-Verbundquerschnittes mit Nachweis der Kriech- und Schwindspannungen. — V. Bemessung eines Verbundträgers mit Abstufung des Untergurtes. — VI. Bemessung eines Walzprofil-Verbundquerschnittes der Trägergruppe I. — Vereinfachter Nachweis. — **Schrifttum**. — **Tafelanhang**: Tafel 1—12 für Normalprofil-I-Träger, Tafel 13—24 für Breitflansch-I-Träger.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

CERESIT  **SPERRMÖRTEL SPERRBETON**

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH UNNA I. WESTF. • GEGEN FEUCHTIGKEIT UND WASSERSCHÄDEN IN BAUWERKEN ALLER ART



Gas- Wasser- Dampf- Rohre

Unsere Fretz-Moon-Rohre und Stahlittings sind seit vielen Jahren unerläßliche Bauteile für Gas-, Wasser- und Dampf-Rohrleitungen im In- und Ausland.

Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit zeichnen sie aus.

Unsere Druckschrift 0506 liegt für Sie bereit



PHOENIX-RHEINROHR AG

VEREINIGTE HUTTEN- UND RÖHRENWERKE DUSSELDORF